

342-2-10

RISSBILDUNG IN DICKEN BETONBAUTEILEN INFOLGE ZWANG -
BESTIMMUNG DER WIRKSAMEN BETONZUGFLÄCHE UND DER ERFOR-
DERLICHEN OBERFLÄCHENBEWEHRUNG

Forschungsbericht von

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy und Dipl.-Ing. W. Henning

Forschungsarbeit des Deutschen Beton-Vereins e.V., geför-
dert von der Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungs-
vereinigungen e.V. aus Mitteln des Bundesministers für
Wirtschaft

Technische Universität Braunschweig
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Amtliche Forschungs- und Materialprüfanstalt für das Bau-
wesen - Mai 1983

86.592

69 059
624.012.457 : 69 059
624.012.457 : 69 059



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK

RISSBILDUNG IN DICKEN BETONBAUTEILEN INFOLGE ZWANG - BESTIMMUNG DER WIRKSAMEN BETONZUGFLÄCHE UND DER ERFOR- DERLICHEN OBERFLÄCHENBEWEHRUNG.

V O R W O R T

In der Praxis werden in massigen Wänden, Decken u.a. häufig Trennrisse im frühen Betonalter beobachtet, die durch Eigen- und Zwangsspannungen infolge von Abkühlung und Fröhschwinden verursacht werden. Zur Begrenzung der Breite der Risse ist eine Oberflächenbewehrung notwendig, für deren Bemessung bislang eher intuitive Regeln angewandt wurden. Das Forschungsvorhaben setzte sich zum Ziel, auf Basis von Versuchen die wirksame Betonzugfläche und die diese durchsetzende Bewehrung zu bestimmen. Das Forschungsvorhaben wurde dem Deutschen Beton-Verein E.V. unterbreitet, der es gemeinsam mit der Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungsvereinigungen E.V. in dankenswerter Weise förderte.

Dank für Beratung und Unterstützung gebührt auch der vom DBV eingesetzten Beratergruppe, die aus folgenden Herren bestand:

Dipl.-Ing. Baumann
Dr.-Ing. Grube
Prof. Dr.-Ing. Iványi
Dr.-Ing. Jungwirth
Dr.-Ing. Müller
Dr.-Ing. Noakowski
Dr.-Ing. Seiler

Die Verfasser hoffen, einen praktischen Beitrag geleistet zu haben.

Inhalt

1. Problemstellung

- 1.1 Die beobachtete Rißbildung in dicken Betonbauteilen
- 1.2 Ursachen von Zwang- und Eigenspannungen
- 1.3 Überlagerung von Zwang- und Eigenspannungen
- 1.4 Zur Rißbildung bei dünnen und dicken Bauteilen
- 1.5 Zielsetzung

2. Grundlagen des zentrischen Zwangs

- 2.1 Rißbildung infolge von Zwang- und Eigenspannungen
- 2.2 Rißabstand
- 2.3 Mitwirkung des Betons und Rißbreite

3. Versuche an zentrisch gezogenen Wandausschnitten

3.1 Modellvorstellung, Versuchskörper

3.1.1 Vorgehensweise, Parameter

3.1.2 Abmessungen der Versuchskörper

3.1.3 Versuchsprogramm

3.1.4 Beton

3.1.4.1 Zusammensetzung und Eigenschaften des Frischbetons

3.1.4.2 Eigenschaften des Festbetons

3.1.5 Bewehrung

3.2 Versuchsdurchführung

3.2.1 Prüfrahmen, Belastungseinrichtung

3.2.2 Herstellung der Versuchskörper

3.2.3 Kühlwindbehandlung

3.2.4 Durchführung der Versuche

3.2.5 Messungen

3.2.5.1 Temperaturmessung

3.2.5.2 Messung der Betondehnung

3.2.5.3 Kraftmessung

3.2.5.4 Rißmessung

3.3 Versuchsergebnisse

3.3.1 Temperaturverteilung

3.3.2 Normalkraft - Dehnungsbeziehungen

3.3.3 Rißbildung

3.3.3.1 Rißbilder

3.3.3.2 Endrißabstand $s_{rm,e}$

3.3.3.3 Rißbreiten

3.3.4 Dehnsteifigkeitsabfall durch Rißbildung

4. Auswertung

4.1 Vorgehensweise

4.2 Einfluß der Vorschädigung durch Eigenspannungen - Reihe E

4.3 Einfluß der Geschwindigkeit des Zwangaufbaues - Reihe T

4.4 Einfluß des Stababstandes und Ansatz eines effektiven Bewehrungsgrades

4.5 Bestimmung des Faktorenprodukts $k_2 \cdot k_3$

4.6 Rißbreite

4.6.1 Frühe Rißbildung infolge Zwang

4.6.2 Bemessungsbeispiele

4.6.3 Rißbreite bei ausgeprägtem Rißbild

4.7 Dehnsteifigkeitsabnahme durch Rißbildung

5. Zusammenfassung

6. Schrifttum

Anlagen: Tab. 3.1 bis 3.18
 Tab. 4.1 bis 4.10
 Abb. 1.1 bis 1.5
 Abb. 2.1
 Abb. 3.1 bis 3.79
 Abb. 4.1 bis 4.32

RISSBILDUNG IN DICKEN BETONBAUTEILEN INFOLGE ZWANG - BESTIMMUNG DER WIRKSAMEN BETONZUGFLÄCHE UND DER ERFORDERLICHEN OBERFLÄCHENBEWEHRUNG

1. Problemstellung

1.1 Die beobachtete Rißbildung in dicken Betonbauteilen

In der Praxis werden bei massigen wandartigen Bauteilen wie Widerlagerwänden, Schleusen, Tunnel- und Kellerwänden häufig klaffende Trennrisse beobachtet. Diese Risse, die die Tragfähigkeit der Bauteile i.d.R. nicht beeinträchtigen, treten im jungen Betonalter, meist wenige Stunden oder Tage nach dem Entschalen auf. Ursache dieser Risse sind hohe Zwang- und Eigenspannungen, die die noch niedrige Zugfestigkeit des jungen Betons erreichen. Das Entstehen der Risse kann natürlich durch Bewehrung nicht verhindert werden. Aufgabe der Bewehrung ist es vielmehr, die Rißbildung durch geeignete Aufteilung, Anordnung und Menge so zu steuern, daß die Rißbreiten ein gewisses Größtmaß nicht überschreiten. Dieses Maß ergibt sich aus dem Schutz gegen Witterung und Korrosion der Bewehrung sowie aus ästhetischen Ansprüchen.

1.2 Ursachen von Zwang- und Eigenspannungen

Massige Bauteile heizen sich vor dem Entschalen - je nach Betonrezeptur und Frischbetontemperatur - infolge des Hydrationsprozesses auf 35 bis 55° C auf. Unmittelbar nach dem Entschalen bewirkt der Zutritt kälterer Umgebungsluft das Entstehen von Eigenspannungen über den Querschnitt. Die Eigenspannungen fallen mit steigender Bauteildicke größer aus, denn ein Temperatúrausgleich tritt hierbei erst mit einer gewissen zeitlichen Verzögerung ein. Abb. 1.1 zeigt den Temperaturverlauf in einem dicken Bauteil vor und nach dem Entschalen sowie den Verlauf der Eigenspannungen, die zur Riß-

bildung führen. Eigenspannungen infolge von Temperaturunterschieden und Schwinden laufen gleichzeitig, wenn auch mit unterschiedlicher Aufbaugeschwindigkeit ab.

Durch den nach dem Entschalen einsetzenden Trocknungsprozeß beginnt der Beton zu schwinden. Abkühlung und Schwinden bewirken - vornehmlich in den Randbereichen massiger Bauteile - eine Verkürzung oder negative Dehnung. Durch die verschiebungsfeste Verbindung mit Nachbarbauteilen wie z. B. Fundamenten wird diese Verkürzung i.d.R. vollständig behindert. Die Behinderung der freien Zwangdehnung ruft in der als Scheibe anzusehenden Wand (s. Abb. 1.2) Zwangsschnittgrößen M, N hervor. Die Berechnung des Spannungszustands in dieser Scheibe ist bislang nur elastizitätstheoretisch gelungen; Schleeh zeigt diesen Weg im Betonkalender 1983 [26]. Abgesehen davon, daß der junge Beton kein elastischer, sondern vielmehr ein viskoelastischer Stoff ist, endet die Gültigkeit kontinuumsmechanischer Rechnung im Augenblick von Ein- und Trennrissen.

Die Forschungsarbeit geht vom Ansatz aus, daß Trennrisse entstehen und betrachtet einen schichtförmigen Ausschnitt der Scheibe, der mittig gezogen wird. Dieser Ausschnitt ist wanddick und beinhaltet an beiden Seitenflächen die Oberflächenbewehrung. Die gegenüber von dünnen Bauteilen veränderte Kraftausbreitung im Innern (St. Venant- und Verbundproblem) wird erfaßt. Der Ausschnitt stellt im Zustand II gleichsam ein mit Rissen behaftetes Federelement dar, dessen Steifigkeit das Rißbild der Scheibe selbst beeinflusst. Dieser, v.a. wegen des komplexen Stoffgesetzes des jungen Betons, schwierigen Koppelung wird in Zukunft nachgegangen werden.

1.3 Überlagerung von Zwang- und Eigenspannungen

Zwang- und Eigenspannungen überlagern sich.

Bei dünnen Bauteilen ($b < 50$ cm) erreichen die Eigenspannungen meist nicht die Größe der Betonzugfestigkeit, bevor sich der Temperatúrausgleich vollzogen hat. Sie wirken sich damit auf das Rißgeschehen kaum aus. Nachfolgende Trennrisse werden i.w. vom äußeren Zwang erzeugt.

Erheblich größere Eigenspannungen hingegen, wie sie bei dicken Bauteilen entstehen, führen im noch jungen Betonalter zu Einrissen an der Oberfläche [14]. Diese schmalen Einrisse schließen sich im Zuge des Temperatúrausgleichs wieder, bilden jedoch Initialstellen für Trennrisse, die durch die später einsetzende Zwangbeanspruchung hervorgerufen werden. Sie wirken sich wie eine Querschnittsschwächung oder eine Verminderung der Betonzugfestigkeit aus und lösen dadurch die Zwangrißbildung auch früher aus. Abb. 1.3 zeigt schematisch den zeitlichen Verlauf von Zwang- und Eigenspannungen ab dem Zeitpunkt des Entschalens bei dünnen und dicken Bauteilen. Durch hohe Eigenspannungen, die der Entwicklung der Betonzugfestigkeit vorausseilen, erfahren dicke Bauteile eine Vorschädigung, die sich in der Zwangrißbildung niederschlägt.

1.4 Zur Rißbildung bei dünnen und dicken Bauteilen

Im Gegensatz zu dünnen oder stabförmigen Bauteilen wird bei dicken Bauteilen nicht jeder Riß zur Trennung des gesamten Betonquerschnitts führen. Vielmehr wird zwischen Trennrissen und mehr oder weniger tief unter die Oberfläche reichenden Einrissen zu unterscheiden sein. Beide Rißarten stellen eine Schädigung des Bauteils dar und müssen deshalb durch die Wahl einer geeigneten Oberflächenbewehrung fein verteilt und damit in ihrer Breite begrenzt werden. Dies gilt insbesondere für Trennrisse, deren Breite vom Bauteilinneren gegen die Randbereiche hin durch die Oberflächenbewehrung wirksam reduziert werden muß.

Aufgrund von Eigenspannungen wird bei dicken Bauteilen die Zwangrißbildung früher, d.h. bei niedrigeren Beanspruchungen, einsetzen. Während ein dünnes Bauteil auf Zwangbeanspruchung überwiegend mit Trennrissen reagiert, wird mit Eigenspannungseinrissen schon ein erster Schritt im Hinblick auf eine Rißverteilung vorweggenommen. Dieser Umstand ist wissenschaftlich und wirtschaftlich von positiver Bedeutung. Er soll deshalb im Rahmen dieser Arbeit untersucht werden. Eine genauere Kenntnis der Zusammenhänge wird dann eine wirtschaftliche Wahl der Oberflächenbewehrung nach Menge und Aufteilung nach sich ziehen.

Abb. 1.4 zeigt den unterschiedlichen Spannungs-Dehnungsverlauf in dicken und dünnen Bauteilen. Hier wird deutlich, wie das Rißniveau unter dem Einfluß der Vorschädigung bei dicken Bauteilen herabgesetzt wird (s. auch Falkner [5]).

Die in der Praxis zu erwartenden Zwangdehnungen ε_z werden 0,5 % kaum übersteigen. Dabei wird sich das Rißbild bei weitem nicht ausprägen können. Maßgebend für eine Zwangbemessung wird daher nicht das abgeschlossene Rißbild sondern der Zustand anfänglicher Risse sein. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll der Mechanismus der kombinierten Rißauslösung infolge Zwang und Eigenspannungen über den gesamten Beanspruchungsbereich hinweg geklärt werden, wobei der anfänglichen Rißbildung besondere Bedeutung zukommt.

1.5 Zielsetzung

Die baupraktische Bedeutung des Problems hat zahlreiche Forschungsaktivitäten in Gang gebracht. In einigen neueren Arbeiten [12] u. [15 bis 23 u.a.] wurde der Frage nach der erforderlichen Bewehrung bei Zwangbeanspruchung theoretisch und experimentell nachgegangen. Stahlbetonteile unter Normalkraft, mit und ohne Biegung, wurden untersucht. Alle diese

Untersuchungen basieren auf der Betrachtung dünner Bauteile mit $b < 40$ cm. Der Einfluß von Eigenspannungen konnte demnach anhand dieser Untersuchungen nicht geklärt werden, und die Berücksichtigung von Einrissen war nicht erforderlich. Die Bestimmung der erforderlichen Zwangsbewehrung erfolgte stets unter Zugrundelegung des gesamten Betonquerschnitts tot A_p , auf den der Bewehrungsgrad bezogen wurde [5, 18].

Da bei dicken Bauteilen die Trennrisse im Inneren Sammelrisse darstellen, ergeben sich hierdurch über die Querschnittsbreite ($\hat{=}$ Wanddicke b) veränderliche Rißbreiten. Für einen Bemessungsvorschlag sind jedoch nur die Breiten der Oberflächenrisse maßgebend. Daher erhebt sich die Frage, ob es möglicherweise sinnvoll und ausreichend ist, Randzonen bestimmter Breite unter der Wandoberfläche als maßgebende Betonzugzone anzusetzen. Vorschläge hierzu sind z. B. in [6] u. [24] enthalten. Abb. 1.5 gibt den Einfluß des Ansatzes einer "wirksamen Betonzugzone" auf die erforderliche Bewehrung schematisch wider. Die erforderliche Zwangsbewehrung könnte hiernach in Abhängigkeit vom Verhältnis b_{eff}/b verkleinert werden. In welchem Maße dies möglich ist, soll die vorliegende Arbeit klären. Die wirksame Betonzugfläche wird vor allem von der Menge und Art der Oberflächenbewehrung abhängen. Weiterhin werden auch die Vorschädigung durch Eigenspannungen sowie die Größe und zeitliche Entwicklung der Zwangdehnung von Einfluß sein. Durch Versuchsergebnisse abgesicherte Kriterien zur Beurteilung dieser Einflüsse sollen im Rahmen dieser Arbeit erstellt werden.

Es ist das Ziel der Forschungsarbeit, auf der Basis der Versuchsergebnisse eine Bewehrungsrichtlinie für die Zwangbemessung dicker Bauteile zu erarbeiten, mit deren Hilfe die Rißbreite in Abhängigkeit der o.g. Parameter wirksam be-

grenzt werden kann. Die hierzu durchgeführten Schritte werden in Abschn. 3 und 4 beschrieben.

2. Grundlagen des zentrischen Zwangs

Zur Auswertung und Deutung der Versuchsergebnisse sollen die wichtigsten der bekannten Zusammenhänge zwischen der Beanspruchung einerseits und dem Rißabstand, der Rißbreite, den Querschnitts- und Baustoffwerten sowie der Dehnsteifigkeit andererseits in knapper Form dargestellt werden. Dies erfolgt auf Grundlage der Arbeiten von Rehm, Martin, Falkner und Rao [4], [5] und [9]. Die verwendeten Definitionen folgen weitgehend denen der CEB/FIP-Richtlinien, Ausgabe 1978 [6].

2.1 Rißbildung infolge von Zwang- und Eigenspannungen

In den in Abschn. 3 beschriebenen Versuchskörpern werden zunächst Eigenspannungen durch eine Temperaturbeanspruchung erzeugt. Die Zwangbeanspruchung wird im Anschluß daran in einem dehngesteuerten Zugversuch aufgebracht. Diese Vorgehensweise hat im Gegensatz zu einem Temperaturzwangversuch den Vorteil, daß der gesamte Beanspruchungsbereich bis zum Erreichen der Stahlfließgrenze durchfahren werden kann.

Vor dem Entschalen besitzt der Versuchskörper eine gleichmäßige Anfangstemperatur $T(t)$, die i.W. von der durch Hydratation erzeugten Wärmemenge abhängt. Beim Entschalen setzt durch den Zutritt kälterer Außenluft ein Wärmeaustausch ein. Die Versuchskörpertemperatur $T(x,t)$ strebt dem Ausgleich auf T_A zu (s. Abb. 1.1). Dies geschieht bei dicken Bauteilen wesentlich langsamer als bei dünnen. Daher bauen sich zunächst im ungerissenen Zustand Eigenspannungen auf, bis zum Zeitpunkt $t = t_R$ an der Stelle der kleinsten Betonzugfestigkeit $\min \beta_{bz}$ der erste Einriß entsteht. Die Spannung in der

Randfaser des Querschnitts beträgt dann

$$\sigma \left(\frac{b}{2}, t \right) = \sigma_E \left(\frac{b}{2}, t_R \right) = \min \beta_{bz}$$

In der Praxis ergibt sich $\sigma \left(\frac{b}{2}, t \right)$ aus der Summe $\sigma_E + \sigma_z$. Die Zwangsspannung σ_z ist jedoch, wie Abb. 1.3 zeigt, zum Zeitpunkt der ersten Einrisse vernachlässigbar klein. Berücksichtigt man, daß zum Zeitpunkt des ersten Trennrisses die Eigenspannungen nahezu abgeklungen sind, so ist es zu rechtfertigen, daß bei den vorliegenden Versuchen Eigenspannungen und Zwangsspannungen nacheinander aufgebracht werden. Entscheidend ist hier nicht die zeitliche Koordination beider Komponenten sondern die Vorschädigung durch feine Eigenspannungs-Einrisse.

Den weiteren Verlauf der Rißbildung zeigt Abb. 2.1, in der die auf den Stahlquerschnitt bezogene Zwangskraft über die - in der Praxis verhinderte - mittlere Dehnung aufgetragen ist. Im Zustand I hat der Stahlbetonkörper eine Dehnsteifigkeit

$$K_{Di} = E_b \cdot A_i \quad (2.1)$$

Hierin ist $A_i = A_b (1 + n \cdot \mu)$ der ideelle Querschnitt. Wenn an der Stelle der kleinsten Betonzugfestigkeit der erste Riß entsteht ($N = N_R^1$), fällt die Zwangsspannung wegen der Verweichung der Dehnsteifigkeit ab. Im Versuch wächst außerdem die Dehnung um einen gewissen Betrag an, da die Dehnung von außen aufgebracht und nicht, wie in der Praxis, von Basisbauteilen verhindert wird. Der Kraftanstieg bis zum nächsten Riß folgt jedoch in beiden Fällen einer Geraden, deren Steigung die durch den Riß verminderte Dehnsteifigkeit $k_5^1 \cdot K_{Di}$ ausdrückt. Beim nächsten Riß ($\beta_{bz} > \min \beta_{bz}$) wiederholt sich dieser Vorgang, wobei der folgende Kraftanstieg wiederum mit einem flacheren Anstieg ($K_D = k_5^i \cdot K_{Di}$) verbunden ist usw. Nach erfolg-

tem Temperatúrausgleich werden die Beanspruchung des Stahls und die mittlere Rißbreite durch die Vorschädigung insofern beeinflusst, als sich gegenüber dem reinen Zwang Risse früher bilden und in größerer Anzahl auftreten.

2.2 Rißabstand

Im Rißquerschnitt ist die Betonspannung $\sigma_b = 0$. Benachbarte Risse können sich erst ab jenen Stellen bilden, bis zu denen die Stahlzugkraft im Riß über Verbund eingeleitet werden konnte, weil damit ein entsprechender Aufbau der Betonzugspannungen auf eine neue Reißspannung $\sigma_b^i = \beta_{bz}^i$ einhergeht. Die erforderliche mittlere Einleitungslänge l_{Em} erhält man über eine Gleichgewichtsbetrachtung. Sie entspricht nach [4], [5], [10] näherungsweise dem mittleren Endrißabstand $s_{rm,e}$ nach dem bekannten Ausdruck:

$$s_{rm,e} = k_1 \cdot c_b + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu} \quad (2.2)$$

Hierin bedeuten:

- k_1 Faktor zur Bestimmung des Einflusses der Betondeckung, i.d.R. zu 1,5 angenommen.
- k_2 Quotient, der das Verhältnis der Betonzugfestigkeit zur mittleren Verbundspannung in der Einleitungslänge ausdrückt.
- k_3 Faktor, der den Einfluß des Verhältnisses der Betonzugfläche zum Umfang der Bewehrungsstäbe berücksichtigt.

Wegen der Streuung der Betonzugfestigkeit fällt der mittlere Rißabstand s_{rm} bei steigender Beanspruchung auf den Endrißabstand $s_{rm,e}$ ab. Dieser wird i.d.R. erst bei Dehnungen bzw. Beanspruchungen erreicht, die außerhalb praxisnaher Zwangbeanspruchungen liegen.

Die Faktoren k_1 , k_2 und k_3 , für deren Ansatz verschiedene, z. T. stark voneinander abweichende Vorschläge existieren [4], [5], [6], [19] u.a., sollen anhand der Versuchsergebnisse überprüft bzw. bestimmt werden. Weiterhin soll die Endrißabstandsformel durch Einbezug einer wirksamen Betonzugfläche sowie von Parametern, die die Vorschädigung durch Eigenspannungen ausdrücken, modifiziert werden.

2.3 Mitwirkung des Betons und Rißbreite

Im gesamten Beanspruchungsbereich bis zum Erreichen der Streckgrenze im Stahl wirkt der Beton zwischen den Rissen auf Zug mit. Die Größenordnung dieser Mitwirkung hängt von einer Reihe von Faktoren ab. Die wichtigsten hiervon sind: Betonzugfestigkeit, Verbundgüte, Bewehrungsgrad, Höhe, Dauer und Anstiegsgeschwindigkeit der Beanspruchung, wirksames Betonalter, Bauteildicke, Vorschädigung durch Eigenspannungen u.a.m.

Die Mitwirkung nimmt mit zunehmender Stahlspannung ab und geht unter Dauerlast oder Schwellast mehr und mehr verloren. Mit Abnahme der Beton-Mitwirkung nimmt auch die Dehnsteifigkeit ab (s. Abb. 2.1), bis schließlich die Dehnsteifigkeit des Stahls allein erreicht ist [25].

Die Mitwirkung des Betons läßt sich über die Stahldehnung zwischen den Rissen ausdrücken, wobei nach Rao [9] und CEB [10] unterschiedliche Auffassungen herrschen. Es gilt

$$\text{nach Rao:} \quad \epsilon_{sm} = \frac{1}{E_s} \cdot \left[\sigma_{sR} - \left(\frac{k_4^{RAO}}{\mu} \right)^2 \cdot \frac{1}{\sigma_{sR}} \right] \quad (2.3)$$

$$\text{nach CEB:} \quad \epsilon_{sm} = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_{sR} - \frac{k_4^{CEB}}{\mu} \right) \quad (2.4)$$

Im Gegensatz zum CEB-Ansatz berücksichtigt Rao damit die Mitwirkung des Betons durch einen beanspruchungsabhängigen Abzugswert. In der CEB-Mustervorschrift 1978 [6] wird die mittlere

Stahldehnung wie folgt angegeben:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_{sR}}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\beta_{bz}}{\mu \cdot \sigma_{sR}} \right)^2 \right] \quad (2.5)$$

Hierin bezeichnet β_{bz}/μ die Stahlspannung σ_{sR}^1 unmittelbar vor dem 1. Riß. Der die Mitwirkung des Betons beschreibende Abzugswert ist auch hier beanspruchungsabhängig. Ein verfeinerter Ansatz stammt von Rostásy/Alda [12]:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_{sR}}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\beta_{bz}}{\mu \cdot \sigma_{sR}} \right)^2 \cdot (1 + n \cdot \mu) \right] \quad (2.6)$$

Unter Vernachlässigung der Betondehnungen erhält man die mittlere Rißbreite als Verlängerung des Stahls in der Einleitungslänge. Wird für den veränderlichen Verlauf der Dehnung entlang der Einleitungslänge der Mittelwert l_{Em} eingesetzt, so ergibt sich die mittlere Rißbreite zu

$$w_m = 2 \cdot l_{Em} \cdot \epsilon_{smE} \quad (2.7)$$

Mit ϵ_{smE} wird dabei die mittlere Stahldehnung entlang der Einleitungslänge bezeichnet, die, solange noch Zonen mit ungestörtem Verbund existieren, das Rißbild also nicht ausgeprägt ist, größer als die mittlere Dehnung ϵ_m des gesamten Stabes ist. Will man also die mittlere Rißbreite bei nicht ausgeprägtem Rißbild bestimmen - dies ist der Bereich praxisnaher Zwangsbeanspruchung - so muß in Gl. 2.7 für ϵ_{smE} ein Wert eingesetzt werden, der größer ist als die Zwangdehnung $\epsilon_z = \epsilon_m$. Ein Weg dazu wird in Abschn. 4 aufgezeigt.

Erst wenn im gesamten Bereich des Rißabstandes Stahlverschiebungen auftreten, das Rißbild also ausgeprägt ist, darf man setzen:

$$w_m = s_{rm,e} \cdot \epsilon_{sm} \quad (2.8)$$

In diesem Fall entspricht ϵ_{sm} den Gln. (2.3) bzw. (2.4). Üblicherweise wird in der Literatur von einem ausgeprägten Ribbild gem. Gl. (2.8) ausgegangen, wodurch sich im Bereich praxisnaher Zwangbeanspruchungen zu niedrige Werte für w_m ergeben würden.

Die Bestimmung der die Mitwirkung des Betons beschreibenden Abminderungsfaktoren k_4 erfolgt i.a. mit Hilfe eines Ansatzes von Falkner [5], der eine fiktive Störlänge l_o definiert, auf der man sich den Verbund als vollständig zerstört denken muß. Falkner setzt:

$$w_m = l_o \cdot \epsilon_{sR} \quad (2.9)$$

Durch Gleichsetzen von (2.8) und (2.9) erhält man

$$l_o = s_{rm,e} \cdot \frac{\epsilon_{sm}}{\epsilon_{sR}} \quad (2.10)$$

Mit den Gln. (2.3) und (2.4) kann man nun l_o nach Rao oder CEB bestimmen

$$l_o = \left[1 - \left(\frac{k_4^{RAO}}{\mu \cdot \sigma_{sR}} \right)^2 \right] \cdot s_{rm,e} \quad \text{nach Rao} \quad (2.11)$$

$$l_o = \left[1 - \left(\frac{k_4^{CEB}}{\mu \cdot \sigma_{sR}} \right) \right] \cdot s_{rm,e} \quad \text{nach CEB} \quad (2.12)$$

Durch Einsetzen der Versuchsergebnisse von σ_{sR} , w_m und $s_{rm,e}$ lassen sich die Größen l_o und k_4 bestimmen. Hierzu wird auf Abschn. 4 verwiesen.

3. Versuche an zentrisch gezogenen Wandausschnitten

3.1 Modellvorstellung, Versuchskörper

Zur Untersuchung des Rißverhaltens dicker Stahlbeton-Wände unter dem Einfluß von Eigenspannungen und Zwang wurden 9 zentrische Zugversuche durchgeführt. Da es nicht möglich ist, komplette dicke Wände mit praxisnahen Außenabmessungen zu prüfen, wurde das in Abb. 3.1 dargestellte Modell entwickelt. Es handelt sich dabei um einen Ausschnitt aus einer 1 m dicken Wand, der einen horizontalen Wandstreifen in beliebiger Höhe über der Betonierfuge darstellt. Je nach Größe der von außen aufgetragenen Zwangskraft entspricht dieser Streifen einem horizontalen Wandausschnitt in bestimmter Höhe.

Zur Simulation der kontinuierlichen Fortsetzung der Wand nach oben und unten wurde der Wandstreifen während der ersten Phase des Abbindeprozesses auf der Ober- und Unterseite mit einer Wärmedämmung versehen. Weiterhin wurde er über zwei Folien auf die wärmeisolierte Unterschalung zwangsfrei (verschieblich) aufgelagert.

3.1.1 Vorgehensweise, Parameter

Folgende Vorgehensweise wurde gewählt: Der Versuchskörper wird am Ort der Prüfung innerhalb eines Prüfrahmens betoniert. Unmittelbar nach der Herstellung wird er allseitig mit einer 10 cm dicken Wärmedämmung aus Hartschaum umgeben, so daß die Wärmeentwicklung infolge der Hydratation während der ersten Phase des Abbindeprozesses annähernd adiabatisch erfolgen kann. Später werden dann die beiden Seitenschalungen abgerückt und durch die so entstandenen Luftspalte gekühlte Luft gedrückt, während der Versuchskörper von oben und unten weiterhin wärmeisoliert bleibt. Abb. 3.2 zeigt den Querschnitt eines Versuchskörpers in der wärmeisolierten Schalung. Eine Seitenschalung ist abgerückt. Auf diese Weise stellen sich über den Querschnitt Temperatur- und damit Eigenspannungsfelder ein, die in Abhängigkeit von der Kühlwindtemperatur variiert werden können.

Nach Beendigung der ca. 24 Stunden andauernden Kühlwindbehandlung wird der Versuchskörper über Stirnplatten zentrisch gezogen, womit durch äußere Kräfte Zwangsspannungen erzeugt werden können. Die Seitenschalungen sowie die Versuchskörperabdeckung werden dabei entfernt, so daß während der stufenweisen Aufbringung der Zwangskräfte die Rißbildung auf den Seitenflächen sowie auf der Oberseite verfolgt werden kann. Die eigentliche Prüfung (zentrischer Zugversuch) erstreckt sich über zwei Arbeitstage. Die Versuchskörper enthalten nur eine beidseitige durchlaufende Oberflächenbewehrung, die einen Versuchsparameter darstellt. Für den Vergleich dicke - dünne Wand wird weiterhin das Modell einer 33 cm dicken Wand geprüft. Die Parameter, die in den 9 Zugversuchen variiert werden, sind damit:

Wanddicke (Reihe W), Bewehrungsgrad (Reihe M), Geschwindigkeit des Zwangaufbaues (Reihe T) und Vorschädigung durch Eigenspannungen (Reihe E).

3.1.2 Abmessungen der Versuchskörper

Die Querschnittsabmessungen der Regelkörper betragen $100 \times 16 \text{ cm}^2$, die des Vergleichskörpers (dünne Wand) $33 \times 33 \text{ cm}^2$. Die Länge des Versuchskörpers beträgt 600 cm, wobei zur Einleitung der Zugkraft in den Beton an beiden Enden rd. 100 cm benötigt werden. Damit ergibt sich eine Meßlänge von 400 cm (Abb. 3.3).

3.1.3 Versuchsprogramm

Die unter 3.1.1 genannten Parameter wurden in 4 Versuchsreihen untersucht. Dabei enthielten die Reihe W 2 Versuche, die Reihen T und E je 3 Versuche und die Reihe M 4 Versuche. Von diesen 12 Versuchen sind 3 mit Versuchen aus anderen Reihen identisch, so daß insgesamt nur 9 Einzelversuche durchzuführen waren. Einen Überblick über den Versuchsumfang gibt Tab. 3.1. Hier sind die Parameter sowie die identischen Versuche gekennzeichnet. Abbildung 3.4 zeigt die zeitliche Abfolge der Versuche und ihre Zuordnung zu den einzelnen Versuchsreihen. Querschnittsabmessungen und Bewehrungsanordnung der Reihen W und M sind in Abb. 3.5 dargestellt. Die angegebenen Bewehrungsgrade μ beziehen sich auf die Gesamt-Stahl- und Beton-

Querschnitte. Die Betondeckung der Stäbe beträgt einheitlich 3 cm. Nur bei dem Versuchskörper M 4 sind, um den Einfluß innenliegender Stäbe zu untersuchen, 2 \emptyset 16 in der 2. Lage um 4 cm versetzt angeordnet. Die Versuchskörper der Reihen T und E sind einheitlich mit 4 \emptyset 12 bewehrt. Abb. 3.6 zeigt diesen Versuchskörperquerschnitt sowie Zusammenstellungen der variierten Parameter.

3.1.4 Beton

3.1.4.1 Zusammensetzung und Eigenschaften des Frischbetons

Bei den Prüfungen, die am 3. und 4. Tag nach der Betonage durchgeführt wurden, sollte stets ein ausgeprägtes bzw. abgeschlossenes Rißbild erreicht werden. Daher wurde ein B 25 mit niedriger Frühfestigkeit angestrebt. Als Bindemittel wurde Hochofenzement HOZ 35 L eingesetzt, wobei eine gegenüber Portlandzement geringere Hydratationswärmeentwicklung und damit niedrigere Eigenspannungen in Kauf genommen werden mußten. Je m³ Beton wurden i.M. 234 kg HOZ beigegeben. Wegen des niedrigen Zementgehalts wurde ein erhöhter Feinkornanteil beige-mischt. Es wurden Zuschläge mit 16 mm Größtkorn verwendet. Die Zuschläge waren nach der in Abb. 3.7 dargestellten Sieblinie verteilt.

Die für einen Versuchskörper erforderliche Betonmenge wurde in vier Mischungen zu je 275 l in einem Zwangsmischer gemischt. In Tabelle 3.2 ist die aus 9 Versuchen gemittelte Zusammensetzung des verdichteten Frischbetons angegeben. Wegen der bei jungem Beton stark streuenden Festigkeitswerte wurde besonderer Wert auf eine stets gleiche Betonzusammensetzung gelegt.

Die Eigenschaften des Frischbetons wurden nach DIN 1048 bestimmt. Sie sind in Tab. 3.3 zusammengestellt. Die Tabelle enthält die aus 9 Betonagen ermittelten Ist-Werte.

Es handelt sich damit um einen weichen, schwach fließenden Beton der Konsistenz K3, der mit der Schaufel eingebracht und mit einem Tauchrüttler nur kurz verdichtet wurde.

3.1.4.2 Eigenschaften des Festbetons

Bei jeder Versuchskörperbetonage wurden 12 Begleitkörper hergestellt. Dabei handelte es sich um je 6 Würfel $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}^3$ sowie 6 Zylinder $d = 15 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$. An den Würfeln wurde die Druckfestigkeit, an den Zylindern die zentrische Zugfestigkeit bestimmt. Die Prüfung von je 3 Begleitkörpern erfolgte nach 3 Tagen sowie nach 28 Tagen. Die eigentlichen Versuche wurden im Alter von 3 bis 4 Tagen durchgeführt. Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung sind in Tab. 3.4 sowie in Abb. 3.8 aufgetragen. Man erkennt, daß insbesondere die Festigkeitswerte im jungen Alter starken Schwankungen unterworfen sind, obwohl die Betonherstellung unter Laborbedingungen erfolgte.

Die im Alter von 28 Tagen geprüften Begleitkörper wurden gemäß DIN 1048 Blatt 1/4.1.6 gelagert. Die Lagerung der im Alter von 3 Tagen geprüften Begleitkörper erfolgte dagegen analog zu den Temperatur- und Feuchteinflüssen, denen die Versuchskörper zur gleichen Zeit ausgesetzt waren. Normalerweise wurden die Begleitkörper in einem Klimaraum bei $+5^\circ\text{C}$ gelagert. Dies entspricht der durch Kühlwind künstlich herabgesetzten Temperatur, der die Seitenflächen des Versuchskörpers während des ersten Tages nach der Herstellung ausgesetzt waren.

Von den 35 cm hohen Zylindern wurden unmittelbar vor der Prüfung an beiden Seiten etwa 2,5 cm dicke Scheiben abgeschnitten, um saubere Flächen für das Ankleben der Stahlplatten zu erhalten, mit deren Hilfe die Zugkraft in den Beton eingeleitet wurde. Die Ergebnisse der Zugprüfungen an den Zylindern sind in Tabelle 3.5 zusammengestellt und in Bild 3.9 aufgetragen. Die gemessenen Zug- und Druckfestigkeiten wurden miteinander über die Ansätze

$$\beta_{bZ} = c_1 \cdot \beta_D^{2/3} \quad \text{und}$$

$$\beta_{bZ} = c_2 \cdot \beta_D^{1/3}$$

verglichen.

Die so errechneten c -Werte sind ebenfalls in Tabelle 3.5 eingetragen. Es ergeben sich gemittelte c_1 -Werte von 0,18 für 3 Tage alten und von 0,17 für 28 Tage alten Beton. Heilmann [1] gibt für 28 Tage alten Beton den dimensions-behafteten Beiwert c_1 mit i.M. $0,52 \cdot (0,1)^{1/3} = 0,24$ an. Dieser Beiwert, der für bei $+20^\circ\text{C}$ dauernd feucht gelagerte Proben gilt, führt auf Zugfestigkeiten, die um ca. 40 % über den in den vorliegenden Versuchen ermittelten liegen. Der von Heilmann vorgeschlagene Korrekturwert zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung führt für 3 Tage alten Beton auf einen c_1 -Wert von 0,14, der um ca. 30 % unterhalb des sich aus den gemessenen Festigkeiten ergebenden Wertes von 0,18 liegt. Nach Heilmann, Hilsdorf, Finsterwalder [2] erhält man mit dem Ansatz

$$\beta_{bZ}(t) = c_1(t) \cdot \beta_{w28}^{2/3}$$

einen Wert von

$$c_1 = 0,55 \cdot 0,68 \cdot 1,0 \cdot 0,1^{1/3} = 0,17$$

für einen 3 Tage alten Beton, für 28 Tage alten Beton jedoch

$$c_1 = 0,26.$$

Wischers und Dahms [3] geben die Druckfestigkeit eines 3 Tage alten Betons mit Zement Z 35 L bei ständiger $+5^\circ\text{C}$ -Lagerung mit 30 - 45 % der 3-Tage-Festigkeit bei $+20^\circ\text{C}$ -Lagerung an. Demgegenüber stellt sich die gemittelte Druckfestigkeit nach 3 Tagen bei $+5^\circ\text{C}$ auf ca. 80 % der Druckfestigkeit bei $+20^\circ\text{C}$ ein (Vergleich des Versuchs E1 mit $+5^\circ\text{C}$ -Versuchen). Hierbei ist allerdings zu bedenken, daß die $+5^\circ\text{C}$ -Vorbehandlung erst 15 Stunden nach der Herstellung einsetzte und nur über 24 Stunden aufrechterhalten wurde. In der übrigen Zeit lagerten die Proben bei $+20^\circ\text{C}$.

In den Abb. 3.8 und 3.9 sind die Meßergebnisse der 3- und 28-Tage-Festigkeiten durch Geraden verbunden worden, um die Festigkeitsentwicklung hervorzuheben. Neben den bereits erwähnten Schwankungen der Festigkeitswerte zwischen den verschiedenen Betonagen wird insbesondere deutlich, daß eine hohe Druckfestigkeit nicht zwangsläufig eine hohe Zugfestigkeit nachsichzieht und daß die Entwicklungen von Druck- und Zugfestigkeit nicht in jedem Fall proportional verlaufen. Die Abb. 3.10 und 3.11 enthalten die gemittelten Festigkeitswerte aller bei $+5^{\circ}\text{C}$ durchgeführten Versuche und die Ergebnisse der bei $+20^{\circ}\text{C}$ und bei -20°C durchgeführten Hauptversuche: Der Einfluß unterschiedlicher Temperaturen auf die Festigkeitsentwicklung im jungen Alter ist deutlich zu erkennen. Die im Alter von 28 Tagen geprüften Proben sind durchweg normal gelagert worden.

Die Betonzugfestigkeiten der Versuchskörper selbst wurden in den Hauptversuchen anhand der Erstrißlasten N_R^1 bestimmt. Die in Tabelle 3.6 zusammengestellten Werte für β_{bZ} ergeben sich dabei aus dem Quotienten N_R^1/A_i , wobei $A_i = A_n (1 + n \cdot \mu)$ ist. Der Verhältniswert

$$n = \frac{E_{sm}}{E_{bZm}}$$

wurde aus den Versuchsergebnissen iterativ zu $n = 10,4$ bestimmt. Die so ermittelten Zugfestigkeiten sind in Abb. 3.11 den an Begleitkörpern ermittelten Werten gegenübergestellt. Erwartungsgemäß fallen die Werte für $+20^{\circ}\text{C}$ und $+5^{\circ}\text{C}$ kleiner als bei den Begleitkörpern aus. Die im Hauptversuch ermittelte Betonzugfestigkeit bei -20°C dagegen ist höher als die der Begleitkörper, weil diese gleichmäßig durchkühlt wurden, während sich über den Querschnitt des Haupt-Versuchskörpers eine Temperaturgradient und Eigenspannungen einstellten. Während der 24 Stunden andauernden Temperaturbehandlung wurde dabei im Inneren des Versuchskörpers stets eine erheblich höhere Temperatur als an dessen Seitenflächen gemessen. Tabelle 3.6 enthält weiterhin die beim Auftreten des ersten Risses gemessenen Betondehnungen ϵ_{bZ} sowie die hieraus ermittelten Zug-E-Moduli für den ungerissenen Zustand.

3.1.5 Bewehrung

Die Versuchskörper erhalten eine beidseitige Oberflächenbewehrung. Der Bewehrungsgrad μ bewegt sich zwischen 0,28 und 0,42 %, wenn der Stahlquerschnitt auf den gesamten Betonquerschnitt der dicken Wand bezogen wird. Im Rißquerschnitt, wo die aufgebrachten Zugkräfte allein vom Stahl aufgenommen werden müssen, steht also nur ein geringer Stahlquerschnitt zur Verfügung. Um im Zugversuch (gesteuerter Zug-Zwang) in jedem Fall das gesamte Rißspektrum bis zum Endrißbild durchfahren zu können, ohne daß Stahlversagen eintritt, wurde zur Bewehrung der Versuchskörper BSt 500/550 RU in Einzelstäben gewählt.

Es wurden Stäbe mit \emptyset 8, 12, 16 und 20 mm verwendet. Ihre bezogene Rippenfläche betrug 0,083 für \emptyset 16 und 0,092 für \emptyset 20 mm. Bewehrungsgrad und Stabanzahl für jeden Versuchskörper sind Tabelle 3.1 zu entnehmen. Die Stäbe wurden gem. Bild 3.5 an den Seitenflächen mit 3 cm Betonüberdeckung angeordnet. Sie wurden über die gesamte Prüfkörperlänge und durch Bohrungen in den 60 mm dicken Kopfplatten geführt. Auf der Außenseite dieser Kopfplatten wurden die Stäbe mit je zwei 10 cm langen angeschweißten Beilagstäben festgesetzt. Somit konnten über die Kopfplatten Zugkräfte in den Beton und in die Hauptbewehrung eingeleitet werden.

In Tabelle 3.7 sind die Kennwerte der für die Versuche verwendeten Stäbe im einzelnen aufgeführt. Es sind Mittelwerte aus 2 bis 6 Proben angegeben. Die Spannungs-Dehnungs-Linien der verwendeten Stäbe sind für alle Durchmesser in Abb. 3.12 versetzt dargestellt. Die in 7 der 9 Versuche verwendeten Stäbe \emptyset 12 mm überschreiten die Nenn-0,2%-Grenze um 21 % und die Nennzugfestigkeit um 52 %. In allen Versuchen konnte damit der Endrißzustand erreicht und die Zugkraft noch darüber hinaus gesteigert werden. In drei Fällen kam es vor dem Erreichen der Stahl-0,2%-Dehngrenze zu Brüchen in der Schweißverbindung zur Kopfplatte, was jedoch für die Versuchsaussage letztlich ohne Bedeutung war.

Zur gleichmäßigen Eintragung der Zugkräfte in die Versuchskörper wurde an beiden Enden eine mit den Kopfplatten verschweißte Einleitungsbewehrung aus BST 420/500 RK angeordnet. Sie bestand aus Stäben \varnothing 10 mm und wurde, um nicht einen Riß an ihrem Ende vorzuzeichnen, in der Länge zwischen 40 cm und 80 cm gestaffelt. Abhängig von der Hauptbewehrung wurden zwischen 24 und 28 Stäbe je Kopfplatte eingebaut, wobei alle freien Bohrungen in den Kopfplatten durch Einleitungsbewehrung besetzt wurden.

Die Hauptbewehrung der Versuchskörper wurde durch Hilfsbügel \varnothing 6 mm im Abstand von 60 cm gehalten. Um auch durch diese Bügel keine Risse vorzuzeichnen, wurden sie innen angeordnet und oben nicht geschlossen. Die Rißbilder ließen keine Rückschlüsse auf die Lage der Bügel zu. Lediglich bei dem Versuchskörper W 1 öffneten sich infolge Nachsackens des Betons an der Oberseite - hier mußten die Bügel aus konstruktiven Gründen geschlossen werden - Risse im Beton. Diese Einrisse bildeten jedoch im weiteren Versuchsverlauf keine Initialstellen für Trennrisse, und ihre Breite nahm nicht merklich zu, so daß auch in diesem Fall das Versuchsergebnis nicht durch die Bügel beeinflusst wurde.

Abb. 3.13 zeigt die Bewehrungsanordnung für einen Regelkörper mit 2 \varnothing 12 je Seite. Dieser Versuchskörpertyp wurde insgesamt 5 mal hergestellt. Die Anordnung der Bewehrung bei den übrigen Versuchskörpern kann Abb. 3.5 entnommen werden. Einleitungsbewehrung und Bügel wurden stets gleich angeordnet. Die genaue Positionierung der Hauptbewehrung wurde mit Lehren bei einer Toleranz von \pm 2 mm erreicht.

3.2 Versuchsdurchführung

3.2.1 Prüfraumen, Belastungseinrichtung

Die Versuche wurden in einem horizontalen Prüfraumen durchgeführt, der im wesentlichen aus 2 miteinander verbundenen, 9 m langen IPB 400 - Profilen besteht. Je zwei 45 cm hohe, versteifte Konsolen an beiden Seiten bilden die Widerlager zur Aufnahme der Zugkräfte. Zwischen diesen Konsolen wurde

die untere wärmegeämmte Schalung auf die Längsträger des Prüfrahmens aufgelegt, so daß die Versuchskörper im Rahmen hergestellt werden konnten. Die oben erwähnten Kopfplatten der Versuchskörper wurden über Kupplungen mit je 2 Zugstangen \varnothing 26 mm St 1080/1230 verbunden, welche auf der passiven Seite auf einem festen, auf der aktiven Seite auf einem auf Rollen gelagerten beweglichen Ankerbarren festgesetzt wurden. Die Ankerbarren bestehen aus einem zusammengespannten Stapel von 10 bzw. 20 mm dicken Stahlblechen, der an geeigneter Stelle zur Durchführung der Zugstangen ausgespart ist.

Mit 2 einfachen 1000 kN-Hydraulikpressen konnte der bewegliche Ankerbarren gegen das Widerlager verschoben werden, wodurch Zugkräfte in die Versuchskörper eingeleitet wurden. Die Pressen wurden über 2 Handpumpen gefahren, um den dehngesteuerten Zwangaufbau möglichst fein regulieren und bei Auftreten eines Risses sofort stoppen zu können. In diesem Fall wurden die Kolben mittels eines Stellringes festgesetzt. Durch die lautlose Arbeitsweise der Belastungseinrichtung wurde zudem die akustische Registrierung von Rissen wesentlich erleichtert. Weiterhin konnten unterschiedliche Dehnungen der Versuchskörperseiten einfach korrigiert werden. Abb. 3.14 zeigt den Prüfrahmen mit eingebautem Versuchskörper sowie die Belastungseinrichtung. Der Versuchskörper W 1 wurde nur mit einer Zugstange gezogen, weil Verdrehungen in diesem Fall von untergeordneter Bedeutung waren. Danach wurde die Schalung um die Differenz der Prüfkörpermittelpunkte aufgeständert und die verbleibenden 8 Versuche durchgeführt. In Bild 3.14 sind beide Versuchskörper im Querschnitt dargestellt. Haupt- und Einleitungsbewehrung wurden nach den Versuchen von den Kopfplatten abgetrennt, worauf diese gesäubert und wiederverwendet werden konnten.

3.2.2 Herstellung der Versuchskörper

Der Boden der auf den Prüfrahmen aufgelegten Schalung wurde vor Einbau der Bewehrung mit zwei Lagen straff gespannter Kunststoffolie belegt. Damit konnte der Reibungsbeiwert zwischen

Versuchskörper und Schalboden stark herabgesetzt werden. Nach Aufstellen der Seitenschalungen wurde die Hauptbewehrung genau ausgerichtet und auf den Kopfplatten festgesetzt, was angesichts der Versuchskörperlänge von 6 m große Sorgfalt erforderte. Die Einleitungsstäbe waren vorher schon mit den Kopfplatten verschweißt worden. Auf halber Versuchskörperlänge wurde ein dünner Stab mit 8 Thermoelementen eingebaut, mit deren Hilfe während des Versuchs die Temperaturverteilung über den Querschnitt verfolgt werden konnte.

Vor der Betonage wurden die Kopfplatten mit den Zugstangen verbunden und die Spannmuttern von Hand leicht angezogen, wodurch sich die Lage der Hauptbewehrung und der Kopfplatten stabilisieren ließ.

Rd. 2 Stunden nach der Betonage wurde die Oberfläche des Versuchskörpers abgeglichen und abgezogen, wobei überschüssiges Wasser in einigen Fällen mit einem Schwamm entfernt werden mußte. Nach diesem Arbeitsgang wurde der Versuchskörper mit Folie und 10 cm dicken Wärmedämmplatten abgedeckt. Erst am Tag nach der Betonage, nachdem der Abbindeprozeß voll eingesetzt hatte, konnte die Abdeckung vollflächig auf die Betonoberfläche gelegt werden.

3.2.3 Kühlwindbehandlung

Nach einem ca. 16 Stunden andauernden annähernd adiabatischen Temperaturanstieg infolge Hydratation wurden die Seitenschalungen um 7 cm vom Versuchskörper abgerückt und durch den so entstandenen Spalt über 24 Stunden gekühlte Luft gedrückt.

In der Versuchsreihe E wurden 3 unterschiedliche Temperaturen erzeugt: $+20^{\circ}\text{C}$, $+5^{\circ}\text{C}$ und -20°C . Die Versuchskörper der Reihen W, M und T wurden einheitlich mit $+5^{\circ}\text{C}$ vorbehandelt. Die Kühlung der Luft erfolgte in einem geschlossenen Kreislauf mit Hilfe von geregelt zugegebenem flüssigem Stickstoff. Ziel der Vorbehandlung war es, über einen Zeitraum von 24 Stunden entlang der 6 m langen Seitenflächen eine gleichmäßige und gleichbleibende Temperatur zu erzeugen. Temperaturunterschiede über die Versuchskörperlänge sollten vermieden werden, um

nicht durch unterschiedliche Vorschädigung das Versuchsergebnis zu beeinflussen.

Vor den Hauptversuchen mußten, um eine optimale Kühlwindtechnik zu finden, Vorversuche in einem Windkanal durchgeführt werden. Nur so konnte die Kühlwindbehandlung der Versuchskörper unter definierten Bedingungen erfolgen. Abb. 3.15 zeigt diesen Windkanal, der die gleichen Querschnittsabmessungen wie der beim Abrücken der Seitenschalungen entstehende Spalt hatte. Die Luftbewegung wurde durch zwei Radialventilatoren an den Enden des Kanals erzeugt. Unmittelbar hinter dem Druckflansch der Ventilatoren erfolgte die geregelte Stickstoffzugabe, so daß der eingespritzte flüssige Stickstoff (-192°C) sofort vernebelt wurde. Die Vorversuche sollten Aufschluß darüber geben, wie sich praxisnahe Windgeschwindigkeiten und gleichmäßige Temperaturverteilungen entlang der Prüfkörperseitenflächen realisieren lassen.

Zur Überprüfung der Temperaturverteilung waren im Inneren des Windkanals an verschiedenen Stellen Thermoelemente an der Kanalwand und direkt im Luftstrom angebracht worden. Die Messung der Windgeschwindigkeit erfolgte zunächst mit einem Anemometer und zur Kontrolle außerdem mit einem Prandtl-Staurohr. Es hat sich gezeigt, daß die Auslaßquerschnitte der Radiallüfter durch Blenden von $78,5\text{ cm}^2$ auf $19,6\text{ cm}^2$ verkleinert werden mußten. Damit ließ sich die Windgeschwindigkeit von $18,4\text{ m/sec}$ auf $8,2\text{ m/sec} \approx 29,5\text{ km/h}$ drosseln. Bei noch kleineren Windgeschwindigkeiten wurde der eingeblasene Stickstoff nicht mehr ausreichend vernebelt, was eine über die Kanallänge ungleichmäßige Temperatur zur Folge hatte. Daher wurden alle Versuche mit der Windgeschwindigkeit $8,2\text{ m/sec}$ gefahren. Über einen elektronischen Regler, der zwei Magnetventile ansteuerte und über einen Temperaturfühler im Windkanal verfügte, wurde die Stickstoffzufuhr aus 200 l-Vorratsbehältern gesteuert. Hierbei hat es sich als günstig erwiesen, die Öffnungs- und Schließintervalle möglichst kurz zu wählen, weil dies zur Stabilisierung der Temperatur im Windkanal beiträgt. Der Regler wurde daher so eingestellt, daß zwischen zwei Ventilöffnungen nur ca. 0,5 Sekunden liegen. Die Öffnungsdauer innerhalb dieses Intervalls wurde durch den Regler in Abhängigkeit von der Temperatur im Windkanal gesteuert.

In den Hauptversuchen wurden die Öffnungen der beiden Windkanäle über biegsame Rohre, die mit einer Wärmedämmschicht ummantelt waren, mit den Radialventilatoren verbunden. Die Stickstoffzugabe erfolgte in diesen Rohren auf der Druckseite der Ventilatoren. Infolge der fortschreitenden Durchkühlung der Versuchskörper nahm der Stickstoffbedarf während der ersten Stunden der Vorbehandlungszeit beständig ab. Er erreichte nach ca. 6 Stunden seinen Endwert.

Bild 3.16 zeigt schematisch die Anordnung des Windkanals in der Draufsicht auf einen Versuchskörper. Neben den eingezeichneten Thermoelementen waren zur Kontrolle 3 bis 6 weitere an verschiedenen Stellen des Windkanals montiert. Der Geber für den Regler war ebenfalls im Windkanal, etwa auf halber Prüfkörperlänge, angeordnet.

Bei dem Prüfkörper E1 (Vorbehandlungstemperatur $+20^{\circ}\text{C}$) wurde zur Vorbehandlung lediglich Luft bei Raumtemperatur im Windkanal umgewälzt.

3.2.4 Durchführung der Versuche

Das Aufbringen von Zwangdehnungen sollte im noch jungen Betonalter 2 bis 3 Tage nach dem Entschalen erfolgen. Dies entspricht etwa den Verhältnissen in der Praxis, wo die Zwangkräfte durch Schwinden und Abkühlung des Betons nach eben diesem Zeitraum ihr Maximum erreichen.

Da die Betonfestigkeit im Alter von 3 bis 4 Tagen nach Herstellung noch einen beträchtlichen Zuwachs erfährt, wurden alle Versuchskörper nach dem stets gleichen Zeitplan hergestellt, vorbehandelt und geprüft. Der Versuchsablauf, der sich über eine volle Arbeitswoche erstreckt, ist in Abb. 3.17 dargestellt. Danach wurden die Versuchskörper stets am Montag betoniert, abgezogen und anschließend abgedeckt. Sie waren damit allseits von einer 10 cm dicken Wärmedämmung umschlossen, so daß die Temperatur im Prüfkörper infolge Hydratation langsam und gleichmäßig anstieg. Lediglich über die stählernen Kopfplatten war ein Wärmeabfluß möglich. Dieser wirkte sich jedoch wegen der anschließenden je 1 m langen Einleitungsbereiche auf der

eigentlichen Meßlänge nicht aus. Am Morgen des nächsten Tages wurden die Seitenschalungen wie beschrieben abgerückt und der Windkanal-Kreislauf durch Anflanschen der Lüfter-Zuleitungen geschlossen. Anschließend wurde die dämmende Abdeckung unmittelbar auf den Beton aufgelegt und durch Gewichte angepreßt.

Die Kühlwindbehandlung begann stets am Dienstag gegen 9.00 Uhr und endete am Mittwoch zur gleichen Zeit. Die Beobachtung etwaiger Eigenspannungsrisse war in dieser Zeit wegen der vollständigen Ummantelung nicht möglich. Auch nach dem endgültigen Abdecken (Mittwoch ab 9.00 Uhr) konnten in keinem Fall Risse registriert werden.

Die freigelegten Versuchskörper wurden jeweils am Mittwoch mit einem Meßliniennetz, mit Meßgeräten sowie mit Meßhilfen (Aufsetzpunkte für Setzdehnungsmesser) versehen. Nach Abschluß dieser Arbeiten konnte am Donnerstag mit dem Aufbringen von Zugkräften begonnen werden.

Als ein Parameter des Versuchsprogramms wurde in der Reihe T die Zeit vom Beginn der Zugbeanspruchung bis zum Auftreten des ersten Risses variiert. Abbildung 3.18 zeigt die Vorgehensweise für einen Versuchskörper, bei dem 3 Stunden nach Prüfbeginn die Betonbruchdehnung erreicht wird (gültig für alle Versuchskörper außer T 1 und T 3).

Aus Vorversuchen wurde die Betonbruchdehnung zu 0,0375 % ermittelt. Diese Dehnung wurde nun in 4 gleichen Schritten innerhalb der vorgeschriebenen Zeit aufgebracht. Durch Steigern der Dehnung wurde anschließend der erste Trennriß erzeugt, der stets deutlich hörbar war. Mit dem Trennriß traten in den meisten Fällen auch Einrisse, die nicht über die gesamte Querschnittsbreite reichen, auf. Im weiteren Verlauf der Versuche wurde die Zwangdehnung jeweils bis zum nächsten Trennriß gesteigert und dann gemessen.

Bei dem ersten der Versuche wurde der Zwang zunächst in vorgegebenen Dehnungs- bzw. Laststufen aufgebracht. Diese Vorgehensweise wurde jedoch zugunsten der vorher beschriebenen verworfen, weil sich die rißauslösenden Dehnungen bzw. Lasten

hiermit weniger gut erfassen ließen. Erst nach Erreichen des abgeschlossenen Rißbildes, wenn sich keine neuen Ein- oder Trennrisse mehr bildeten, wurden noch zwei oder drei Laststufen bis zum Erreichen der Stahlfließgrenze in der Hauptbewehrung gefahren.

Nach jeder Dehnungssteigerung (Laststufe) wurden die Kolben der beiden Pressen mit Stellringen festgesetzt, wodurch während der anschließenden Messungen die von außen aufgebrachten Dehnungen konstant blieben. Die Zwangskraft bewirkte jedoch ein Kriechen, das zu einer Dehnungszunahme sowie zu einem Kraftabfall führte. Man erkennt diesen Effekt sehr deutlich in Abb. 3.18: Nach Erreichen einer vorgegebenen Dehnung oder nach einem Dehnungssprung durch Rißbildung wächst die Dehnung zunächst ohne äußere Einwirkung weiter an. Der Kriecheffekt klingt schnell ab, verläuft jedoch nicht asymptotisch. Nach der ca. 16-stündigen Unterbrechung der Prüfung von Donnerstag auf Freitag wurde stets ein weiterer deutlicher Dehnungszuwachs gemessen.

Wegen des Kriechens wurden - bei einigen Laststufen - die Kraft- und Verformungswerte jeweils unmittelbar nach Erreichen des Dehnungsniveaus und vor Beginn der nächstfolgenden Dehnungssteigerung registriert. Abhängig von der Anzahl der Trennrisse wurden zwischen 12 und 14 Laststufen aufgebracht und zwar jeweils etwa zur Hälfte am Donnerstag und am Freitag. Der Endrißzustand wurde stets am zweiten Tag der Prüfung erreicht. Beim Versuchskörper T 3, bei dem der erste Riß erst 24 Stunden nach Zwängungsbeginn auftreten sollte, wurde der Anbau von Meßgeräten und Meßhilfen beschleunigt durchgeführt, so daß die erste Dehnungsstufe bereits am Mittwoch gegen 13.00 Uhr aufgebracht werden konnte. Weitere Dehnungsstufen bis zum ersten Riß folgten in 6-Stunden-Abständen. So konnte auch dieser Versuch am Freitag beendet werden. Damit hatten alle Versuchskörper zum Zeitpunkt der Prüfung das gleiche Betonalter von 3 bzw. 4 Tagen.

3.2.5 Messungen

3.2.5.1 Temperaturmessung

Die Temperaturmessung erfolgte mit Thermoelementen, deren Anordnung im Regel-Körper Abb. 3.19 zu entnehmen ist. In den Versuchskörper W 1 wurden wegen seiner geringeren Breite nur 7 Thermoelemente eingebaut. Während der Kühlperiode wurden die Temperaturen im Inneren der Körper in Stunden-Abständen abgefragt und aufgezeichnet.

3.2.5.2 Messung der Betondehnung

Die Gesamtdéhnung des Versuchskörpers über die Basis von 4,0 m wurde mit zwei voneinander unabhängigen Systemen gemessen. Je zwei Wegaufnehmer und 1/100 mm-Meßuhren wurden gem. Abb. 3.20 seitlich am Versuchskörper angeordnet. Die Meßbasis wurde durch Meßstangen \varnothing 10 mm überbrückt, die auf im Abstand von 1,0 m an den Beton geklebten Stahlwinkeln verschieblich gelagert waren

Durch die diagonale Anordnung der Wegaufnehmer und Meßuhren konnten Verdrehungen bzw. ungleichmäßige Déhnungen der Seiten sofort erkannt und durch einseitigen Kolbenhub ausgeglichen werden. Die induktiven Wegaufnehmer waren über einen Meßverstärker mit Zeit-Linien- und X-Y-Schreibern verbunden. Die Ablesewerte der Meßuhren wurden in einem Protokoll notiert.

Neben der zuvor geschilderten integralen Déhnungsmessung wurden die Déhnungen an den Seiten und an der Oberfläche durch Setzdehnungsmesser (Basis 500 mm, mechanisch) gemessen. Abb. 3.20 zeigt die Lage der Meßlinien M, I (Seiten, Mitte), O (Oberfläche, Mitte) und R (Oberfläche, Stabachse), auf denen auch die Rißbreiten gemessen wurden. Durch die Setzdehnungsmessungen wurden Déhnungsunterschiede über die Versuchskörperlänge infolge Rißbildung mit erfaßt. Nach Erreichen einer Laststufe wurde eine komplette Setzdehnungsmessung mit 32 Einzelmeßstrecken in ca. 15 Minuten durchgeführt. Die Meßuhren wurden am Anfang und Ende der Standzeit jeder Laststufe abgelesen, während die Wegaufnehmerwerte kontinuierlich aufgezeichnet wurden.

3.2.5.3 Kraftmessung

Mit vier 500-kN-Ringkraftmeßdosen auf den Zugstangen an beiden Versuchskörperenden wurden die eingeleitete Zugkraft sowie die Reibungskraft zwischen Versuchskörper und unterer Schalung gemessen. Die Anordnung der Kraftmeßdosen ist Abb. 3.14 zu entnehmen. Die Reibungskraft fiel wegen der zwischengelegten doppelten Folie mit i.M. 10 kN (unmittelbar nach Erreichen einer Dehnungsstufe gemessen) gering aus. Sie wurde daher vernachlässigt und die an den Zugstangen auf der Pressenseite gemessene Kraft als maßgebend angesetzt.

3.2.5.4 Rißmessung

Nach Aufbringen einer Laststufe wurden neu entstandene Risse auf dem Versuchskörper angezeichnet und in ein Protokoll übertragen. Die erste Rißbreitenmessung erfolgte mit Hilfe einer speziellen Videokamera auf den Meßlinien M, I, O und R. Der Riß wurde auf einem Bildschirm in 33-facher Vergrößerung abgebildet. Dort konnte die Rißbreite mit Schablonen ausgemessen werden. Anschließend wurden auf den Meßlinien an beiden Rißufern Setzdehnungsmeßplättchen auf den Beton geklebt, so daß die Rißaufweitung während der darauffolgenden Laststufen mit einem Setzdehnungsmesser mit 50 mm-Basis (Tensotast) verfolgt werden konnte.

3.3 Versuchsergebnisse

3.3.1 Temperaturverteilung

Die Temperaturverteilung wurde vom Zeitpunkt der Betonage bis etwa 12 Stunden nach Abbruch der Kühlwindbehandlung verfolgt. In den Abbildungen 3.21 bis 3.25 sind für 5 Versuchskörper die Temperaturverläufe in je 3 ausgewählten Meßpunkten über die Zeit aufgetragen. Dabei gibt die untere Kurve die Temperaturen unmittelbar unter der Betonoberfläche und die obere Kurve die Temperaturen in Körpermitte an. Die zwischen beiden liegende Differenz ist ein Maß für die durch Eigenspannungen erzeugte Vorschädigung. Aus Abb. 3.21 erkennt man, daß die Eigenspannungen bei der 33 cm dicken Wand stets klein bleiben, da der Temperaturverlauf im Versuchskörpermittelpunkt dem Temperaturverlauf des Betonraums schnell folgt. Demgegenüber sinkt bei

dicken Bauteilen die Temperatur im Mittelpunkt wesentlich träger ab, wodurch sich betragsmäßig größere Eigenspannungen aufbauen, die zudem über längere Zeit bestehen bleiben.

Vergleicht man die Abbildungen 3.22 und 3.23, so zeigt sich, daß für die Größe der Eigenspannungen nicht allein die nach dem Entschalen einwirkende Außentemperatur, sondern auch die bis zu diesem Zeitpunkt entwickelte Hydratationswärmemenge von Einfluß ist. Zum Zeitpunkt des Abkühlungsbeginns wurden im Mittelpunkt der Versuchskörper Temperaturen zwischen 32°C und 41°C gemessen, obwohl alle Betone unter exakt gleichen Bedingungen hergestellt und eingebaut worden waren. So ist es zu erklären, daß die gemessenen Temperaturdifferenzen der Versuchskörper T 2 (Abb. 3.22) und E 3 (Abb. 3.25) in der gleichen Größenordnung liegen, obwohl die Außentemperatur bei E 3 um 15°C niedriger eingestellt wurde. Das mittlere Temperaturniveau liegt jedoch bei E 3 um ca. 10°C tiefer als bei T 2. Daraus resultiert ein geringeres wirksames Betonalter, verbunden mit niedrigeren Festigkeitswerten innerhalb der ersten Tage nach der Betonage. Die Vorschädigung durch Eigenspannungen fällt dementsprechend größer aus. Die größte Temperaturdifferenz max. $\Delta T = 24 \text{ K}$ wurde in Abb. 3.25 durch einen Pfeil markiert. Abb. 3.24 zeigt den Temperaturverlauf des Prüfkörpers E 1, der mit $+20^{\circ}\text{C}$ vorbehandelt wurde. Hier bewirkt das Abrücken der Seitenschalungen mit anschließender Windbewegung - erhöhter Wärmeübergangskoeffizient - nur einen leichten Temperaturabfall im Betonrandbereich, während die Mittelfaser fast unbeeinflusst bleibt. Temperaturdifferenz und Eigenspannungen bleiben im Vergleich zu den $+5^{\circ}\text{C}$ -Versuchen gering.

Betrachtet man die bereits vor dem Einsetzen der Kühlwindbehandlung vorhandenen Temperaturunterschiede, so zeigt sich, daß ein streng adiabatischer Temperaturanstieg infolge Hydratation durch eine 10 cm dicke Wärmedämmung nicht zu realisieren ist. Infolge des endlichen Wärmedurchlaßwiderstandes tritt hier selbstverständlich auch vor Beginn der Kühlung ein Transmissionswärmeverlust auf, der eine leichte Temperaturgradienten über den Prüfkörperquerschnitt nachsichzieht.

In den Abbildungen 3.26 bis 3.29 sind für die Prüfkörper W 1, T 1, E 1 und E 3 die gemessenen Temperaturen zu verschiedenen Zeiten als Linienzug über den Querschnitt aufgetragen. Daraus wurden die nebenstehenden ausgerundeten Temperaturgradienten

entwickelt.

3.3.2 Normalkraft-Dehnungsbeziehungen

Die Ergebnisse aus den Auswertungsprotokollen sind in den Tabellen 3.8 bis 3.16 zusammengestellt. Die mit $N_{R,O}$ und $N_{R,O}/A_s$ bezeichneten Lasten bzw. Spannungen beziehen sich auf den Zustand unmittelbar vor der Entstehung eines neuen Risses. Diese Werte wurden Zeit-Linien- und X-Y-Aufschrieben entnommen. Sie geben die rißauslösenden Kräfte bzw. Spannungen an. Vor Beginn und nach Abschluß der Rißbildung dagegen bezeichnen sie die Situation unmittelbar nach Erreichen einer Dehnungs- bzw. Laststufe. Die mit dem Index u versehenen Werte in der zweiten Zeile der Laststufen stehen demgegenüber für den Zustand nach weitgehender Konsolidierung der Verformungsvorgänge, also unmittelbar vor dem Aufbringen der nächstfolgenden Laststufe.

Die den Kräften zugeordneten mittleren Dehnungen wurden auf der Basis von 4,0 m mit Wegaufnehmern und Meßuhren gemessen. Die Ergebnisse der Setzdehnungsmessungen sind hier nicht eingearbeitet worden, da sie nur zur Kontrolle dienten. In den Spalten 8 bis 13 der Tabellen wurden die Ergebnisse der Rißmessungen notiert. Dabei wird zwischen Trennrissen und Einrissen unterschieden. Trennrisse gehen über die gesamte Querschnittsbreite durch. Als Einrisse werden alle auf den Seitenflächen sichtbaren Risse bezeichnet, wobei Trennrisse mit erfaßt werden. Bei der Ermittlung des mittleren Rißabstandes und der mittleren Rißbreite werden beide Seitenflächen berücksichtigt. Die Anzahl der Einrisse wird aus beiden Seiten gemittelt und ggf. aufgerundet.

Weiterhin enthalten die Tabellen die aus dem Quotienten $N_{R,u}/\epsilon_m$ errechneten Dehnsteifigkeiten K_D sowie die auf den Zustand vor dem ersten Riß bezogene Dehnsteifigkeit K_D/K_{Di} . In den Abbildungen 3.30 bis 3.38 sind die Normalkraft-Dehnungsbeziehungen für alle Versuche dargestellt. Die auf der Abszisse aufgetragene Dehnung ϵ_m ist gleichzeitig mittlere Stahl- und mittlere Betondehnung über der Meßlänge von 4,0 m. Auf der Ordinate wurde die gemessene Normalkraft, bezogen auf den jeweiligen Stahlquerschnitt, aufgetragen. So konnten die σ_s - ϵ_s -Kennlinien des Stahls allein vereinfacht bilinear mit

in diese Darstellungen eingetragen werden. Die Mitwirkung des Betons auf Zug läßt sich damit als horizontaler Abstand zwischen der $N_{R,0}/A_s$ - ϵ_m -Linie und der σ_s - ϵ_s -Linie ablesen. So erkennt man z.B. die wesentlich größere Mitwirkung des Betons im Versuch T 2 (Abb. 3.31) gegenüber dem Versuch W 1 (Abb. 3.30). Beide Prüfkörper besitzen den gleichen Bewehrungsgrad. Ein Vergleich der Abbildungen 3.36 und 3.38 zeigt den Einfluß starker Vorschädigung (Prüfkörper E 3). Die Mitwirkung des Betons auf Zug wird durch sie reduziert.

Ein langsamer Zwangaufbau hat eine geringere Betonmitwirkung nur am Beginn der Rißbildung zur Folge. Nach einer geringen Erstrißlast mit niedriger Betonbruchdehnung entwickelt sich der Normalkraft-Dehnungsverlauf bei ansteigender Belastung wie bei normalem bzw. schnellem Zwangaufbau (vgl. Abb. 3.35 und Abb. 3.37).

Der Einfluß der Bewehrungsanordnung läßt sich aus einem Vergleich der Abbildungen 3.32, 3.33 und 3.34 ersehen. Die hier dargestellten Versuchskörper W 2, M 3 und M 4 besitzen in etwa gleiche Bewehrungsgrade. Das beste Ergebnis hinsichtlich der Mitwirkung des Betons auf Zug zeigt der Versuch W 2 mit 3 \emptyset 12 je Seite. Doch auch der Versuch M 4 mit zweilagiger Bewehrung fällt gegenüber dem mit nur 1 \emptyset 20 je Seite bewehrten Versuchskörper M 3 günstig aus, da eine zumindest anfänglich verbesserte Mitwirkung des Betons deutlich erkennbar ist. In den Normalkraft-Dehnungsbeziehungen steht jeder abfallende Ast - Kraftabfall, Dehnungssprung - für mindestens einen Einriß. Trennrisse können aus den Normalkraft-Dehnungsbeziehungen nicht abgelesen werden, da auch Einrisse Dehnungssprünge in gleicher Größenordnung nachsichziehen.

Die Mitwirkung des Betons auf Zug nimmt mit zunehmender Zwängungskraft ab. Nach abgeschlossener Rißbildung nähert sich die N/A_s - ϵ_m -Linie der σ_s - ϵ_s -Linie des Stahls. Die in diesem Bereich vorhandenen Zacken im Normalkraft-Dehnungsverlauf sind nicht auf die Bildung neuer Risse in der Basismeslänge von 4,0 m zurückzuführen. Vielmehr reißen hier die gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzten Einleitungsbereiche ein. In der Folge kommt es zu einem Abfall der Zwängungskraft, verbunden mit großen positiven Dehnungen in den Einleitungsbereichen. Die Dehnungen auf der Basismeslänge jedoch bleiben gleich oder gehen sogar zurück (siehe Abb. 3.38).

Der Einfluß unterschiedlicher Bewehrungsgrade läßt sich wegen der auf A_s bezogenen Zwängungskräfte aus den Abbildungen 3.30 bis 3.38 nicht unmittelbar ablesen. Daher wurden für die M-Reihe die gemessenen Normalkräfte über der mittleren Dehnung in Abb. 3.39 aufgetragen. Nur die rißauslösenden Lasten $N_{R,0}$ sind für die Beurteilung von Betonmitwirkung und Rißbildung von Bedeutung, weshalb nur diese Werte aufgetragen wurden.

Die Streckgrenze des Stahls konnte bei 6 Versuchen erreicht werden. Bei 3 Versuchen traten vorher Brüche in der Schweißverbindung der Hauptbewehrung zur Kopfplatte auf. Zu diesem Zeitpunkt war jedoch in jedem Fall das Dehnungsniveau, auf dem die letzten Risse auftraten, deutlich überschritten, die Rißbildung also mit Sicherheit abgeschlossen. In den Abbildungen 3.30 bis 3.38 sind zusätzlich die Ergebnisse der Setzdehnungsmessungen auf den Seitenflächen (Meßlinien M und I gemittelt) strichpunktiert aufgetragen worden. Da diese Messungen jeweils nach Auftreten eines neuen Trennrisses und weitgehend konsolidierter Dehnung durchgeführt wurden, ergibt die Verbindung der Meßwerte eine untere Einhüllende für die $N/A_s - \epsilon_m$ -Zackenkurve. Die Dehnungen wurden aus den Verlängerungen von je 8 Einzelmeßstrecken, wie in Abschnitt 3.2.5.2 beschrieben, ermittelt. In den Diagrammen wurde das Auftreten des ersten Trennrisses durch Schwärzen des entsprechenden Meßpunktes markiert. Hier endet der Zustand I. Bei reiner Zwangswirkung müßte an dieser Stelle theoretisch ein Kraftabfall ohne Anwachsen der Dehnung, also parallel zur Ordinate, stattfinden. Beim Auftreten des ersten und aller weiteren Risse verändert sich jedoch das Verhältnis der Dehnsteifigkeiten von Meßbasisquerschnitt zu Einleitungsbereichen sowie Belastungseinrichtung. Weiterhin nimmt der Kolbenweg durch den Dehnsteifigkeitsverlust bei der Rißbildung sprunghaft zu. Deshalb tritt bei der gewählten Versuchsanordnung gleichzeitig mit einem Kraftabfall stets ein Dehnungssprung in der Meßbasis auf. Da zur Beurteilung des Rißgeschehens ohnehin nur die rißauslösenden Kräfte, also die oberen Spitzen der Zackenkurve maßgebend sind, ist der Dehnungssprung für die Versuchsaussage ohne Bedeutung. Der Dehnsteifigkeitsverlust im Versuchskörper läßt sich an den bei fortschreitender Rißbildung immer flacher ansteigenden Belastungsästen

der Normalkraft-Dehnungs-Linien erkennen. Sie weisen gegen den Koordinatenursprung.

3.3.3 Rißbildung

3.3.3.1 Rißbilder

Die Abbildungen 3.40 bis 3.48 zeigen die Rißbilder aller Versuchskörper nach Beendigung der Versuche. Dargestellt sind jeweils die Oberseite sowie die beiden Seitenflächen. Risse in den Einleitungsbereichen wurden nicht mit eingezeichnet. Die Anzahl der Risse je Laststufe wurde als Mittelwert aus beiden Seitenflächen in den Tabellen 3.8 bis 3.16 aufgezeichnet. Teilweise laufen Einrisse auch über die Meßlinie O. Daher ist die Anzahl der auf dieser Linie gemessenen Risse größer als die in den Tabellen angegebene Trennrißanzahl.

Die Risse verlaufen im Normalfall annähernd rechtwinklig zur Versuchskörperachse. Erst bei den letzten Dehnungsstufen im fortgeschrittenen Stadium der Rißbildung wurden auch schräge Einrisse beobachtet (vgl. Abb. 3.44, 3.46). Sie sind von den Seitenflächen zur Versuchskörpermitte hin gegen das feste Ende geneigt und übergreifen sich z.T. in der Mittelachse. Sie laufen jedoch nicht zu Trennrissen zusammen. Diese Risse entstehen, wenn sich Normalkraft-Dehnungslinie und Stahlkennlinie weitgehend angenähert haben, die Mitwirkung des Betons also abgeklungen ist.

Die Wirksamkeit einer guten Oberflächenbewehrung ist besonders in Abb. 3.42 deutlich erkennbar. Wenige Trennrisse werden durch sie auf zahlreiche schmale Einrisse verteilt. Bis zu 8 Einrisse verbinden sich im Inneren des Versuchskörpers zu einem breiten Sammelriß (= Trennriß). Die Rißverteilungsfähigkeit der Oberflächenbewehrung ist bei dem Versuch W 2 besonders ausgeprägt, jedoch außer bei der dünnen Wand (W 1) bei allen Versuchskörpern zu beobachten. Eine echte Rißverteilung liegt nur dann vor, wenn auch die Breite der Trennrisse auf den Seitenflächen wirksam reduziert wird. Daß dies der Fall ist, wird in Abschnitt 3.3.4 anhand einer vergleichenden Betrachtung der Breiten von Trenn- und Einrissen gezeigt.

Die Anzahl der Risse auf den Seitenflächen steigt mit Abnahme des Verhältnisses d_s/μ an, wenn man zunächst nur die 1 m breiten Normalprüfkörper betrachtet. Der Versuchskörper W 1 läßt sich erst nach Einführung eines auf die wirksame Betonzugzone bezogenen Bewehrungsgrades μ_{eff} mit in diesen Vergleich einbeziehen.

3.3.3.2 Endrißabstand $s_{rm,e}$

Aus dem Mittel der Rißanzahlen beider Seitenflächen ergibt sich der Rißabstand s_{rm} und insbesondere der Endrißabstand $s_{rm,e}$. Die den Tabellen 3.8 bis 3.16 zu entnehmenden mittleren Rißabstände s_{rm} sind in den Abb. 3.49 bis 3.57 gegenüber dem Beanspruchungsgrad $\frac{\sigma_{sr} - \sigma_{sr}^1}{\sigma_{sr}}$ aufgetragen.

Dabei hängt der anfängliche Verlauf von s_{rm} sehr wesentlich davon ab, ob der erste Trennriß frühzeitig, also auf einem, gemessen an der weiteren Rißbildung, niedrigen Spannungsniveau auftritt und ob er von zur gleichen Rißgruppe gehörigen Einrissen begleitet wird. Der Beanspruchungsgrad nimmt bei frühzeitiger Erstrißbildung für den Endrißzustand Werte um 0,7 an (Abb. 3.49; 3.52; 3.55; 3.57). Demgegenüber wird bei später Erstrißbildung auf hohem Zwangkraftniveau der Endrißabstand schon bei einem Beanspruchungsgrad von ca. 0,5 (Abb. 3.51; 3.54) oder niedriger erreicht. Die durch eine Vorbehandlungstemperatur von $+20^\circ\text{C}$ verbesserte Betonzugfestigkeit des Versuchskörpers E 1 läßt sich also auch an dem schon bei einem Beanspruchungsgrad von 0,22 erreichten Endrißabstand erkennen (Abb. 3.56). Nach Rehm und Martin [4] errechnet sich der mittlere Endrißabstand $s_{rm,e}$ zu

$$s_{rm,e} = k_1 \cdot c_b + k_2 \cdot k_3 \cdot d_s/\mu$$

Von dieser Beziehung soll zunächst ausgegangen werden, um aus den Versuchsergebnissen das Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3$ zu bestimmen. Der Verbundfaktor k_1 wird vorerst wie üblich zu 1,5 angenommen. In Tabelle 3.17 sind die aus den Versuchen ermittelten Endrißabstände den sich aus dem Ansatz von Rehm und Martin rechnerisch

ergebenden gegenübergestellt. Dabei geht die an Stahlproben bestimmte bezogene Rippenfläche in den Faktor k_2 ein, der den Einfluß der Oberflächenbeschaffenheit des Stahls beschreibt:

$$k_2 = \frac{0,009}{0,2 + r_{fR}^{2/3}}$$

Das Korrekturglied k_3 wird gemäß Rehm/Martin für mittigen Zug zu 5,0 angenommen. Damit ergibt sich für den mittleren Endrißabstand:

$$s_{rm,e} = 4,5 + 0,112 \frac{d_s}{\mu}$$

Das aus den Versuchen abgeleitete Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3$, das in der letzten Spalte von Tab. 3.17 enthalten ist, ergibt sich zu:

$$k_2 k_3 = \frac{s_{rm,e}^v - 4,5}{d_s/\mu}$$

Bei der Mittelwertbildung dieses Faktorenprodukts wurde der Versuch W 1 wegen abweichender Abmessungen nicht mit berücksichtigt. Maßgebend für die Abhängigkeit des Endrißabstandes $s_{rm,e}$ vom Parameter d_s/μ ist jedoch nicht dieser arithmetische Mittelwert, sondern ein unter Berücksichtigung des Anfangswertes $s_{rm,e} = 4,5$ für $d_s/\mu = 0$ durch eine Geradenanpassung nach der Gleichung

$$k_2 k_3 = \frac{n}{\sum d_s/\mu} \cdot \left[\frac{\sum s_{rm,e}^v}{n} - 4,5 \right]$$

ermittelter Wert. Dieser ergibt sich zu $k_2 \cdot k_3 = 0,03$.

In Abb. 3.58 ist die damit gefundene lineare Abhängigkeit des mittleren Endrißabstandes vom Verhältnis d_s/μ dargestellt. Sie ist den Ansätzen von Rehm/Martin und Falkner [5] gegenübergestellt. Die Versuchswerte führen auf ein wesentlich kleineres Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3$ als diese Ansätze. Dies liegt vor allem

daran, daß die effektiv mitwirkende Betonzugzone in diesen Ansätzen nicht berücksichtigt wird. In Abschnitt 4.1.3 wird die Reißabstandsformel hinsichtlich des auf die mitwirkende Betonzugzone bezogenen Bewehrungsgrades μ_{eff} modifiziert. Aus Abb. 3.58 erkennt man, daß der Versuch W 1 (dünne Wand) deutlich von den übrigen Versuchsergebnissen der dicken Wände abweicht, da bei W 1 eine erheblich größere mitwirkende Betonzugzone anzusetzen ist.

3.3.3.3 Reißbreiten

Die mittleren Reißbreiten sind neben den maximalen Reißbreiten für jede Laststufe in den Tabellen 3.8 bis 3.16 angegeben. Die Abbildungen 3.59 bis 3.67 zeigen den Verlauf der mittleren Reißbreiten w_m in Abhängigkeit von der mittleren Dehnung ϵ_m . Maßgebend ist hier die Dehnung nach dem Reißen, also die in den Tabellen durch den Index u gekennzeichneten bzw. untenstehende Werte. Für einen Vergleich der Ergebnisse wurden die w_m - ϵ_m -Verläufe aller vier Versuchsreihen in den Abb. 3.68, 3.69 und 3.70 zusammengestellt. Die Steigung der einzelnen Linien liefert eine Aussage über die Reißverteilungsfähigkeit der Bewehrung in Abhängigkeit von der Variation der verschiedenen Parameter. Je flacher die Linien verlaufen, desto geringer fallen die Reißbreiten aus. Besonders deutlich wird dies durch den Vergleich der Versuchskörper W 1 und W 2 in Abb. 3.68. Bei zunehmender Beanspruchung wächst die mittlere Reißbreite bei Versuchskörper W 2 nur geringfügig an und überschreitet selbst bei Dehnungen, die weit oberhalb des praxisnahen Bereiches liegen, nicht den Wert von 0,2 mm, der lt. DIN 1045 und CEB/FIP [6] eine "geringe Reißbreite" charakterisiert.

Der Versuch M 4 fällt kaum schlechter aus, während die Unzweckmäßigkeit der Bewehrung im Versuchskörper M 3 (1 Ø 20 je Seite) durch eine größere Steigung des w_m - ϵ_m -Verlaufes offenbar wird. Bei den Versuchsreihen T und E (Abb. 3.69 und 3.70) ist die Tendenz schwächer ausgeprägt als bei den Reihen W und M. Es zeigt sich jedoch auch hier eine günstige Reißbreitenentwicklung bei schnellem Zwangaufbau (T 1) und hoher Vorschädigung (E 3), in den Fällen also, wo der noch junge Beton frühzeitig beansprucht und durch Reißbildung geschädigt wird.

Eine eindeutige Tendenz in den $w_m - \varepsilon_m$ -Verläufen läßt sich erst oberhalb einer mittleren Dehnung von ca. 1,3 % erkennen. In dem eigentlich interessierenden Bereich zwischen 0,1 und 1,0 % schwanken die Ergebnisse der Rißmessungen wie üblich innerhalb weiter Grenzen, wodurch z.B. ansteigende mittlere Dehnungen in einigen Fällen abfallende mittlere Rißbreiten nachsichziehen. Erst bei höherer Beanspruchung stabilisieren sich die Verläufe. Eine Beurteilung kann daher nur durch Übertragung der auf hohem Beanspruchungsniveau beobachteten Ergebnisse auf den Gebrauchsbereich erfolgen.

Bei der Ermittlung der mittleren Rißbreite w_m wird zwischen Trenn- und Einrissen nicht unterschieden, da angenommen wird, daß sie hinsichtlich ihrer Rißbreite zur gleichen Grundgesamtheit gehören. Die Richtigkeit dieser Annahme sei im Folgenden beispielhaft anhand des Versuchs E 3 gezeigt.

In der Laststufe 13 des Versuchs E 3 wurden auf beiden Seitenflächen insgesamt 60 Risse gemessen, von denen 10 den 5 Trennrissen zugehören. Für die Rißbreiten der 50 Einrisse ergibt sich ein Mittelwert von 0,274 mm mit einer Standardabweichung von 0,174 mm $\approx v = 0,63$. Der Mittelwert der 10 Trennrißbreiten weicht mit 0,289 mm um 5,5 % davon ab. Zur Überprüfung der Hypothese, daß die Rißbreitenmengen von Trenn- und Einrissen aus der gleichen Grundgesamtheit stammen, wird der Test von Mann - Whitney - Wilcox [7] durchgeführt.

Für diesen Test werden die Meßwerte der Trenn- und Einrißbreiten zusammen nach ihrer Größe geordnet und, bei der kleinsten Rißbreite beginnend, fortlaufend durchnumeriert. Anschließend werden die Ordnungsnummern (= Rangzahlen) beider Stichproben getrennt addiert. Man berechnet die Zahlenwerte

$$U_1 = n_1 \cdot n_2 + \frac{n_1(n_1+1)}{2} - R_1$$

und

$$U_2 = n_1 \cdot n_2 + \frac{n_2(n_2+1)}{2} - R_2$$

Hier bedeuten:

n_1 : Anzahl der Einrisse (ohne Trennrisse)

$$n_1 = 50$$

n_2 : Anzahl der Trennrisse $n_2 = 10$

R_1 : Rangzahlensumme der Einrisse $R_1 = 1504$

R_2 : Rangzahlensumme der Trennrisse $R_2 = 326$

$$U_1 = 50 \cdot 10 + \frac{50(50+1)}{2} - 1504 = 271$$

$$U_2 = 50 \cdot 10 + \frac{10(10+1)}{2} - 326 = 229$$

Der kleinere der U-Werte, in diesem Falle also U_2 , wird nun einem Schwellenwert

$$U(n_1; n_2; \alpha/2) = \frac{n_1 \cdot n_2}{2} - u_{1-(\alpha/2)} \sqrt{\frac{n_1 \cdot n_2 (n_1 + n_2 + 1)}{12}}$$

gegenübergestellt. Wenn dieser Schwellenwert größer oder gleich U_2 ist, dann wird die Annahme, daß Trenn- und Einrisse aus der gleichen Grundgesamtheit stammen, verworfen.

Der Wert $u_{1-(\alpha/2)}$ wurde aus dem Tabellenteil von [7] für die Sicherheit $S = 1 - \alpha = 95\%$ und zweiseitige Abgrenzung zu 1,96 ermittelt. Er entspricht dem für mehr als 50 Stichproben gültigen t_s -Wert der Student-Verteilung. Damit ist

$$U(n_1; n_2; \alpha/2) = \frac{50 \cdot 10}{2} - 1,96 \sqrt{\frac{50 \cdot 10 (50 + 10 + 1)}{12}} = 151$$

und es gilt

$$U(n_1; n_2; \alpha/2) = 151 \quad U_2 = U_{\min} = 229$$

Die Annahme, daß die Rißbreitenmengen von Trenn- und Einrissen aus der gleichen Grundgesamtheit stammen, kann damit nicht widerlegt werden. Aufgrund des Tests von Mann-Whitney-Wilcoxon wird die Richtigkeit der Annahme im Folgenden vorausgesetzt.

Der Test wurde stichprobenartig bei 10 Laststufen verschiedener Versuche durchgeführt. Er hatte stets das gleiche Ergebnis, womit bewiesen ist, daß ein signifikanter Unterschied zwischen Trenn- und Einrißbreiten nicht besteht.

Für Maßnahmen zur Begrenzung der Rißbreite ist nicht die mittlere Rißbreite ϵ_m maßgebend, sondern eine kritische bzw. maximale Rißbreite. Hierfür wird üblicherweise der 95 %-Fraktilen-Wert w_{95} oder aber die maximale Rißbreite w_{\max} herangezogen. Bei den vorliegenden Versuchen wurde für alle Versuche und Laststufen der Quotient w_{\max}/w_m errechnet und in Tabelle 3.18 aufgetragen.

Aus den insgesamt 65 gemessenen Laststufen ergibt sich für w_{\max}/w_m ein Mittelwert von 1,946 mit dem zugehörigen Variationskoeffizienten $v = 0,215$. Das aus den vorliegenden Versuchsergebnissen ermittelte Verhältnis w_{\max}/w_m liegt damit noch unterhalb der vom CEB mit 2,16, von Rehm/Martin [4] mit 2,1 und von Rostásy [8] mit 2,3 angegebenen Werte.

Aussagen über die Mitwirkung des Betons auf Zug sowie über einen rechnerischen Ansatz für den Verlauf der mittleren Rißbreite werden in Abschnitt 4 nach Definition des auf die wirksame Betonzugzone bezogenen Bewehrungsgrades μ_{eff} getroffen.

3.3.4 Dehnsteifigkeitsabfall durch Rißbildung

Die mit zunehmender Rißbildung abnehmende Dehnsteifigkeit K_D der Versuchskörper ist in den Tabellen 3.8 bis 3.16 in Spalte 14 angegeben.

Sie errechnet sich aus

$$K_D = \frac{N}{\epsilon_m}$$

In Spalte 15 der gleichen Tabellen wurde der Abminderungsfaktor k_5 eingetragen, der die auf die im ungerissenen Zustand I bezogene Dehnsteifigkeit beschreibt.

$$k_5 = \frac{K_D}{K_{Di}}$$

Dabei ergibt sich K_{Di} als Sekantenmodul aus dem Normalkraft-Dehnungs-Diagramm bei $N = N_R^1$. Die unmittelbar vor Auftreten des ersten Risses gemessenen und errechneten Werte sind in den Tabellen unterstrichen. In den Abbildungen 3.71 bis 3.79 sind die bezogenen Dehnsteifigkeiten k_5 gegenüber der mittleren Dehnung ε_m aufgetragen. An die Versuchswerte wurde eine Kurve angenähert.

4. Auswertung

4.1 Vorgehensweise

Die bekannten Ansätze und Bemessungsvorschläge zur Rißbreitenbegrenzung gehen von der Endrißabstandsformel nach Rehm/Martin [4] oder nach CEB [6] aus. Der Zusammenhang zwischen Rißbreite und Beanspruchungsgrad, der für einen Bemessungsvorschlag notwendig ist, wird allgemein mit

$$w_m = \epsilon_m (\sigma_{sR}) \cdot s_{rm,e} \quad (4.1)$$

bzw. nach Falkner [5] über die Störlänge l_o mit

$$w_m = \epsilon_{sR} (\sigma_{sR}) \cdot l_o \quad (4.2)$$

angegeben. Dabei wird vom ausgeprägten Rißbild ausgegangen und die mit zunehmender Beanspruchung abnehmende Mitwirkung des Betons im rechnerischen Ansatz von ϵ_m berücksichtigt.

Auch die Auswertung der vorliegenden Versuche wurde zunächst im Hinblick auf die Endrißabstandsformel von Rehm/Martin

$$s_{rm,e} = k_1 \cdot c_b + k_2 \cdot k_3 \cdot d_s / \mu \quad (4.3)$$

durchgeführt, indem der Faktor k_1 wie üblich zu 1,5 angenommen und für μ der auf den gesamten Betonquerschnitt bezogene Bewehrungsgrad eingesetzt wurde. Das unter diesen Voraussetzungen in 3.3.3.2 bestimmte Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3$ fällt mit 0,03 erwartungsgemäß deutlich niedriger aus als von Rehm [4] oder Falkner [5] angegeben, weil der spezielle Fall der dicken Wand hierbei unberücksichtigt blieb.

Nachstehend soll nun die Rißabstandsformel durch den Vergleich der einzelnen Versuchsergebnisse untereinander so modifiziert werden, daß die hier variierten Parameter direkt in diese Formel einfließen. Weiterhin soll ein für dicke Bauteile gültiger

Ansatz für die wirksame Betonzugfläche gefunden werden. Auch die Einflüsse der Betondeckung sowie des Stababstandes (nur im CEB-Ansatz berücksichtigt) auf die Rißentwicklung sollen durch vergleichende Betrachtungen erneut überprüft und korrigiert werden.

4.2 Einfluß der Vorschädigung durch Eigenspannungen - Reihe E

Für die drei zur Reihe E gehörigen Versuche sind in Abschn. 3.3.3.2 die folgenden Faktorenprodukte $k_2 \cdot k_3$ ermittelt worden:

0,03420 (E 1), 0,03042 (E 2 \equiv T 2) und 0,02075 (E 3).

Da die Versuchskörper der Reihe E hinsichtlich Geometrie und Bewehrung identisch sind, muß auch das Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3$ für diese Versuche gleich sein. Die vorhandenen Unterschiede werden deshalb in Form eines Korrekturfaktors k_6 ausgedrückt, der den Einfluß der Vorschädigung beschreibt. Dabei wird für den Versuch E 1, der mit +20° C vorbehandelt wurde, der Faktor k_6 zu 1,0 gesetzt, weil wegen geringer Temperaturdifferenzen über die Querschnittsbreite eine Vorschädigung durch Eigenspannungen praktisch nicht erfolgt ist. Damit läßt sich k_6 für die Versuche E 2 und E 3 aus der Endrißabstandsformel bestimmen:

$$E\ 1: s_{rm,e} = 4,5 + 0,03420 \cdot 1,0 \cdot d_s/\mu \quad (4.4)$$

$$E\ 2: s_{rm,e} = 4,5 + 0,03420 \cdot k_6^{E2} \cdot d_s/\mu \quad (4.5)$$

$$\text{mit } s_{rm,e} = 17,4 \text{ cm} :$$

$$k_6^{E2} = \frac{17,4 - 4,5}{0,03420 \cdot 424,4} = 0,8888 \quad (4.6)$$

$$E\ 3: s_{rm,e} = 4,5 + 0,03420 \cdot k_6^{E3} \cdot d_s/\mu \quad (4.7)$$

$$\text{mit } s_{rm,e} = 13,3 \text{ cm} :$$

$$k_6^{E3} = \frac{13,3 - 4,5}{0,03420 \cdot 424,4} = 0,6063 \quad (4.8)$$

In Abb. 4.1 wurden die gefundenen k_6 -Werte gegenüber der Außentemperatur T_A aufgetragen. Der Beiwert k_6 folgt mit ausreichender Genauigkeit der Gleichung:

$$k_6 \approx \frac{T_A [^\circ\text{C}] + 80}{100} \leq 1 \quad (T_A \leq 20^\circ \text{ C}) \quad (4.9)$$

4.3 Einfluß der Geschwindigkeit des Zwangaufbaues - Reihe T

Die Zeit, die in der Praxis nach dem Entschalen vergeht, bis die Zwangsspannungen infolge Schwindens und Abkühlung die Zugfestigkeit des Betons erreichen, hängt von verschiedenen Parametern ab. Insbesondere wird der Zeitpunkt des ersten Risses von der Betonzusammensetzung, den Umweltbedingungen (Temperatur, Wind und Luftfeuchtigkeit) sowie den Bauteilabmessungen beeinflußt.

Da bei den vorliegenden Versuchen die Zwangskraft willkürlich von außen aufgebracht wurde, sind in der Reihe T drei unterschiedliche Zeitspannen bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit vorgegeben worden (s. Abb. 3.6). Analog zu Abschn. 4.1.1 soll auch der Einfluß der Geschwindigkeit des Zwangaufbaues durch einen zusätzlichen Korrekturfaktor k_7 ausgedrückt werden, der ebenfalls aus den Unterschieden der in Abschn. 3.3.3.2 ermittelten $k_2 \cdot k_3$ -Faktorenprodukte abgeleitet wird. Als Regelfall wird dabei das Erreichen der Betonzugfestigkeit 3 Stunden nach Dehnungsbeginn definiert, so wie es in allen Versuchen außer T1 und T 3 eingestellt wurde. Für T 2 und alle übrigen Versuche außerhalb der T-Reihe wird also $k_7 = 1,0$ gesetzt. Damit gilt für den Versuch T 1 (Betonzugfestigkeit nach einer Stunde erreicht):

$$s_{rm,e} = 4,5 + 0,0342 \cdot 0,85 \cdot k_7 \cdot 424,4 \quad (4.10)$$

mit $s_{rm,e} = 15,4 \text{ cm}$:

$$k_7^{T1} = \frac{15,4 - 4,5}{0,0342 \cdot 0,85 \cdot 424,4} = 0,8835 \quad (4.11)$$

Im Versuch T 3, bei dem die Zeit bis zum ersten Riß mit 24 Stunden vorgegeben war, wurde die Betonzugfestigkeit bereits nach 7 Stunden erreicht. Die gemessene Betonbruchdehnung betrug mit 0,0179 % nur rd. 50 % der in den übrigen Versuchen gemessenen Werte. Der Grund hierfür ist in der noch niedrigen Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt des ersten Risses zu suchen, der rd. 16 Stunden eher auftrat als bei den übrigen Versuchen. Für den Versuch T 3 ergibt sich mit $s_{rm,e} = 19,0$ cm:

$$k_7^{T3} = \frac{19,0 - 4,5}{0,0342 \cdot 0,85 \cdot 424,4} = 1,1753 \quad (4.12)$$

In Abb. 4.2 sind die gefundenen k_7 -Werte über die Zeit t aufgetragen. Setzt man bei dem Versuch T 3 die bis zum ersten Riß tatsächlich vergangene Zeitspanne von 7 Stunden an, so liegen auch die k_7 -Werte auf einer Geraden. Damit kann k_7 wie folgt ausgedrückt werden:

$$k_7 \approx \frac{18 + t}{21} \quad (4.13)$$

Die Frage, welcher Wert für t im speziellen Fall eingesetzt werden muß, kann aufgrund der vorliegenden Versuche nicht beantwortet werden. Hierzu müßten zusätzliche Versuche durchgeführt werden, aus denen, bei selbständigen Zwangaufbau, t in Abhängigkeit von den o.g. Parametern bestimmt werden kann.

4.4 Einfluß des Stababstandes und Ansatz eines effektiven Bewehrungsgrades

Nachdem die Einflüsse aus Eigenspannungen und Geschwindigkeit des Zwangaufbaus durch die Faktoren k_6 und k_7 erfaßt worden sind, kann Gl. (4.3) in der modifizierten Form angeschrieben werden zu:

$$s_{rm,e} = k_1 \cdot c_b + k_2 \cdot k_3 \cdot k_6 \cdot k_7 \cdot d_s / \mu_{eff} \quad (4.14)$$

Hierin ist bereits μ durch den effektiven Bewehrungsgrad μ_{eff} ersetzt worden, der im folgenden für die einzelnen Versuchs-

körper bestimmt werden soll. Dazu wird Gl. (4.14) umgeformt zu

$$\mu_{\text{eff}} = k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{k_6 \cdot k_7 \cdot d_s}{s_{\text{rm,e}}^V - k_1 \cdot c_b} \quad (4.15)$$

Für die hinsichtlich Bewehrungsanordnung und Geometrie gleichen Versuchskörper der Reihen T und E muß auch der effektive Bewehrungsgrad und damit der Ausdruck

$$x = \frac{k_6 \cdot k_7 \cdot d_s}{s_{\text{rm,e}}^V - k_1 \cdot c_b} \quad (4.16)$$

gleich sein

Einem gemittelten x-Wert für die 5 Versuche der Reihen T und E, für weitere Betrachtungen als TE zusammengefaßt, können nun die x-Werte der verbleibenden 4 Versuche gegenübergestellt werden. Damit ließe sich ein Ansatz für den effektiven Bewehrungsgrad sowie für das Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3$ entwickeln. Dieser Weg wird zahlenmäßig nicht weiter verfolgt, da es sich im Laufe der Bearbeitung herausgestellt hat, daß der durch Gl. (4.16) beschriebene Ausdruck nicht auf befriedigende Ergebnisse führt. Der Grund hierfür ist, daß in dem ersten Summanden $k_1 \cdot c_b$ der Endrißabstandsformel Gl. (4.3) kein Ansatz für den Stababstand s enthalten ist.

Einen solchen Ansatz enthält die Endrißabstandsformel nach CEB/FIP [6]:

$$s_{\text{rm,e}} = 2 \left(c_b + \frac{s}{10} \right) + \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \frac{d_s}{\mu_{\text{eff}}} \quad (4.17)$$

Hierin bedeuten

κ_1 : Verbundbeiwert

$\kappa_1 = 0,4$ für profilierte oder gerippte Stäbe

$\kappa_1 = 0,8$ für glatte Stäbe

κ_2 : Beiwert zur Erfassung der Form des Spannungsdiagramms

$\kappa_2 = 0,24$ bei reinem Zug

Durch Einsetzen der Zahlenwerte aus den Versuchen wurde überprüft, ob Gl. (4.17) die Versuchsergebnisse besser beschreibt als Gl. (4.14). Dabei wurden in verschiedenen Rechenläufen die Werte k_1 , k_2 und μ_{eff} ganz oder teilweise übernommen oder aber durch Vergleiche selbst bestimmt. Es zeigte sich, daß insbesondere der Summand $2 \cdot c_b$ in Gl. (4.17) nicht zu befriedigenden Ergebnissen führt, da er den Einfluß der Betondeckung auf den Endrißabstand überschätzt. Der Stababstand s dagegen wird mit dem Faktor 0,2 unterschätzt.

Die beschriebenen rechnerischen Untersuchungen deuten darauf hin, daß die Betondeckung c_b etwa mit dem Faktor 1,0 angesetzt werden kann, wenn der Faktor y , der den Einfluß des Stababstandes beschreibt, zusätzlich aus den Versuchsergebnissen bestimmt wird. Damit verändert sich Gl. (4.14) zu

$$s_{rm,e} = 1,0 \cdot c_b + y \cdot s + k_2 \cdot k_3 \cdot k_6 \cdot k_7 \cdot d_s / \mu_{eff} \quad (4.18)$$

und Gl. (4.16) zu

$$x_1 = \frac{k_6 \cdot k_7 \cdot d_s}{\frac{v}{s_{rm,e}} - c_b - y \cdot s} \quad (4.19)$$

Hieraus lassen sich x_1 und y iterativ bestimmen, indem für die Versuche der Reihe TE sowie für W 2 bei unterschiedlichem Ansatz von y der Variationskoeffizient von x_1 errechnet wird. Gesucht wird der Wert y , für den der Variationskoeffizient ein Minimum annimmt. Da im Versuchskörper W 2 3 \emptyset 12 gegenüber 2 \emptyset 12 bei der Reihe TE innerhalb der wirksamen Betonzugfläche liegen, gilt:

$$x_1^{W2} = 1,5 \cdot x_1^{TE} \quad (4.20)$$

Man erhält:

$y = 0,29$ und $x_1^{TE} = 0,09364$
mit $v = 4,1 \%$ für 6 Versuche.

Mit Gl. (4.19) gilt für W 2:

$$x_1^{W2} = \frac{0,8888 \cdot 1,0 \cdot 1,2}{11,4 - 3 - 0,29 \cdot 4,4} = 0,14971 \quad (4.21)$$

Der iterativ bestimmte Wert für W 2 ergibt sich mit Gl. (4.20) zu

$$x_1^{W2} = 1,5 \cdot 0,09364 = 0,14046$$

Er weicht damit um 6,6 % von dem nach Gl. (4.21) ermittelten Wert ab.

Zur Ermittlung des effektiven Bewehrungsgrades wird jetzt der Versuch W 1 mit einbezogen. Man erhält:

$$x_1^{W1} = \frac{0,8888 \cdot 1,0 \cdot 1,2}{28,6 - 3 - 0,29 \cdot 25,8} = 0,05887 \quad (4.22)$$

und damit einen Vergleich der effektiven Bewehrungsgrade

$$\frac{\mu_{eff}^{TE}}{\mu_{eff}^{W1}} = \frac{x_1^{TE}}{x_1^{W1}} = \frac{0,09364}{0,05887} = 1,59 \quad (4.23)$$

Da die Versuchskörper der Reihe TE und W 1 die gleiche Bewehrungsmenge besitzen, läßt sich die Breite der wirksamen Betonzugfläche geometrisch aus Abb. 4.3 ermitteln. Wegen der Punktsymmetrie des Versuchskörperquerschnitts W 1 ist bei diesem die Breite b_{eff} horizontal und vertikal anzusetzen. Die gesamte wirksame Betonzugfläche ergibt sich für den Versuchskörper W 1 zu

$$A_{eff} = 4 \cdot b_{eff}^2 \quad (4.24)$$

und für die Versuchskörper der Reihe TE sowie für W 2 zu

$$A_{eff} = 2 \cdot b_{eff} \cdot 16 \quad (4.25)$$

Mit

$$\mu_{eff} = \frac{A_s}{A_{eff}} \quad (4.26)$$

folgt aus Gl. (4.23)

$$A_{eff}^{W1} / 1,59 = A_{eff}^{TE} \quad (4.27)$$

Einsetzen von (4.24) und (4.25) in (4.27) ergibt

$$4 \cdot b_{eff}^2 = 2 \cdot b_{eff} \cdot 16 \cdot 1,59 \quad (4.28)$$

und damit

$$b_{eff} = 12,72 \text{ cm.}$$

Bei 3 cm Betondeckung und $d_s = 12 \text{ mm}$ erhält man

$$b_{eff} = c_b + 8,1 d_s \approx c_b + 8 d_s \quad (4.29)$$

Dieser Ausdruck für die Breite der anzusetzenden Betonzugfläche entspricht dem in der CEB/FIP-Mustervorschrift [6] angegebenen Wert. Nach Gl. (4.29) sind demnach rd. 25 % der Querschnittsfläche der Versuchskörper TE und W 2 und rd. 59 % der Querschnittsfläche des Versuchskörpers W 1 als wirksame Betonzugfläche anzusetzen. Der effektive Bewehrungsgrad kann damit für die 1 m breiten Versuchskörper direkt aus

$$\mu_{eff} = 100 \cdot \frac{A_s}{2 \cdot 16 (c_b + 8,1 d_s)} [\%] \quad (4.30)$$

bestimmt werden. Für den Versuchskörper W 1 gilt

$$\mu_{eff} = 100 \cdot \frac{A_s}{4 (c_b + 8,1 d_s)^2} [\%] \quad (4.31)$$

Die Versuche M 3 und M 4 wurden für die Bestimmung des effektiven Bewehrungsgrades nicht mit herangezogen. Eine Auswertung

mit den Gln. (4.19) und (4.30) ergibt für M 3

$$\frac{\mu_{eff}^{M3}}{\mu_{eff}^{TE}} = 0,92 \cdot \frac{x_1^{M3}}{x_1^{TE}} \quad (4.32)$$

Abweichung: -8 %

Nur der Versuchskörper M 4 besitzt eine 2-lagige Bewehrung aus 2 Ø 8 und 1 Ø 16 mm je Seite. Die Frage nach der anzusetzenden wirksamen Breite läßt sich aufgrund dieses einen Versuchs nicht abschließend beantworten, weil zwei Stabdurchmesser und zwei Betonrandabstände mit unterschiedlichem Gewicht eingehen. Daher wurde für diesen Versuch ein Ersatzstab mit Durchmesser $d_s = 12$ mm gemittelt und der Stababstand wie bei W 2 mit 4,4 cm angesetzt.

Damit erhält man für M 4:

$$\frac{\mu_{eff}^{M4}}{\mu_{eff}^{TE}} = 1,07 \cdot \frac{x_1^{M4}}{x_1^{TE}} \quad (4.33)$$

Abweichung: 7 %

Somit werden auch diese Versuchsergebnisse durch den gefundenen Ansatz für μ_{eff} mit befriedigender Genauigkeit beschrieben. Die Eingangswerte und die Ergebnisse sind für alle Versuche in Tabelle 4.1 zusammengestellt. Spalte 9 enthält die effektiven Bewehrungsgrade. Trotz der vorhandenen größeren Bewehrungsmenge im Versuchskörper M 3 gegenüber den Versuchskörpern TE fällt wegen der größeren wirksamen Breite b_{eff} der effektive Bewehrungsgrad für M 3 kleiner aus. Der niedrigste effektive Bewehrungsgrad ergibt sich für die dünne Wand W 1, da hierbei die größte Betonfläche als wirksam anzusetzen ist (vgl. Abb. 4.3).

4.5 Bestimmung des Faktorenprodukts $k_2 \cdot k_3$

Nachdem μ_{eff} und y_{fsc} festgelegt sind, läßt sich nun das Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3$ als Mittelwert aus allen 9 Versuchsergebnissen

bestimmen. Mit den Gln. (4.18) und (4.19) erhält man

$$k_2 \cdot k_3 = \mu_{\text{eff}} : \frac{s_{\text{rm,e}}^{\text{V}} - c_b - y \cdot s}{k_6 \cdot k_7 \cdot d_s} = \frac{\mu_{\text{eff}}}{x_1} \quad (4.34)$$

Nach Einsetzen von μ_{eff} nach Gl. (4.30) bzw. (4.31) ergibt sich das gemittelte Faktorenprodukt $k_2 \cdot k_3 = 0,11633$ mit einem Variationskoeffizienten $v = 3,1 \%$. Damit läßt sich nun die Endrißabstandsformel in modifizierter Form anschreiben zu

$$s_{\text{rm,e}} = c_b + 0,29 \cdot s + 0,116 \cdot \frac{T + 80}{100} \cdot \frac{18 + t}{21} \cdot d_s / \mu_{\text{eff}} \quad (4.35)$$

In Tabelle 4.1 sind in den Spalten 11 und 12 die damit errechneten Endrißabstände $s_{\text{rm,e}}^{\text{R}}$ den Versuchswerten $s_{\text{rm,e}}^{\text{V}}$ gegenübergestellt. Spalte 13 dieser Tabelle enthält die Differenzen dieser Werte. Die Versuchsergebnisse werden damit durch Gl. (4.35) sehr gut beschrieben. In Abb. 4.4 sind die Endrißabstände aus Versuch und Rechnung gegenüber d_s / μ_{eff} aufgetragen. Die Punkte lassen sich nicht durch eine Kurve annähern, da neben d_s / μ_{eff} auch s , k_6 und k_7 als Parameter eingehen.

Die aus den Ansätzen von [4] und [6] entwickelte Gl. (4.35) unterscheidet sich von diesen im wesentlichen durch die neu hinzugefügten Einflußfaktoren k_6 und k_7 . Weiterhin wurde der Einfluß der Betondeckung abgeschwächt und der des Stababstandes gegenüber CEB/FIP höher bewertet. Hinsichtlich des Faktorenproduktes $k_2 \cdot k_3$ sowie der in Ansatz zu bringenden wirkamen Betonzugfläche ist Übereinstimmung mit [6] festzustellen.

4.6 Rißbreite

4.6.1 Frühe Rißbildung infolge Zwang

Der Zusammenhang zwischen der mittleren Rißbreite w_m und der Beanspruchung wird nach Rehm/Martin [4] durch die Gleichung

$$w_m = s_{rm,e} \cdot \varepsilon_{sm} (\sigma_{sR}) \quad (4.36)$$

beschrieben. Im rechnerischen Ansatz der mittleren Stahldehnung (über Risse hinweg) ε_{sm} ist die mit zunehmender Beanspruchung abnehmende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen enthalten. Grundlage für eine Rißbreitenbestimmung nach Gl. (4.36) ist damit der Rißabstand bei ausgeprägtem Rißbild. Nach den vorliegenden Versuchsergebnissen stellt sich ein ausgeprägtes Rißbild erst bei einer Dehnung von i.M. 1,8‰ ein. Demgegenüber werden die Zwangdehnungen in der Praxis einen Wert von 0,5 ‰ kaum überschreiten. Es ist daher sinnvoll, für einen Ansatz zur Rißbreitenbeschränkung nicht vom abgeschlossenen sondern vom nicht ausgeprägten Rißbild auszugehen, bei dem zwischen den Rissen noch Zonen mit ungestörtem Verbund vorhanden sind.

Noakowski entwickelt in einer theoretischen Arbeit [11] Ansätze für den Mechanismus der Rißbildung im "Erst- und Endrißzustand", die miteinander zu einer kontinuierlichen Rißtheorie verknüpft werden. Ein ähnlicher Weg soll hier beschritten werden, wobei der Ansatz für die anfängliche Rißbildung von dem Noakowskis abweicht.

Als maßgebende Zwangdehnung kann der alle praxisnahen Zwangbeanspruchungen abdeckende Wert $\varepsilon_m = 0,5 \text{ ‰}$ angesetzt werden. Für diese Dehnung soll ein Ansatz zur Begrenzung der Rißbreite gefunden werden. Der Rißabstand bei anfänglicher Rißbildung ist hierbei von untergeordneter Bedeutung.

Abb. 4.5 zeigt die Zusammenhänge am Einzelriß bei nicht ausgeprägtem Rißbild. Die Stahlspannung σ_{sR} im Riß fällt entlang der Einleitungslänge l_E auf einen Grundwert σ_{s0} etwa parabelförmig ab. Wie aus den Normalkraft-Dehnungs-Verläufen (Abb. 3.30 - 3.38) hervorgeht, ist die Zunahme der Stahlspannung in dem betrachteten Bereich vom Beginn der Rißbildung bis zu einer Dehnung von 0,5 % gering (Plateau der Erstrißkräfte). Daher kann man den Grundwert σ_{s0} im ungerissenen Querschnitt als ungefähr konstant ansetzen:

$$\sigma_{s0} \approx n \cdot \beta_{bz} \quad (4.37)$$

Auch die Länge der Einleitungsbereiche $2 \cdot l_E$ beiderseits vom Riß verändert sich damit innerhalb des betrachteten Beanspruchungsbereiches nur unwesentlich. Innerhalb der Einleitungsbereiche gilt:

$$E_s \cdot \epsilon_{sm} \approx (\sigma_{sR} - n \cdot \beta_{bz}) \cdot \frac{1}{3} + n \cdot \beta_{bz} = \frac{\sigma_{sR}}{3} + \frac{2}{3} \cdot n \cdot \beta_{bz} \quad (4.38)$$

Für die Betondehnung wird der dargestellte parabelförmige Abfall zum Riß hin angenommen. Damit ergibt sich die mittlere Betondehnung in den Einleitungsbereichen zu:

$$\epsilon_{bm} \approx \frac{2}{3} \frac{\beta_{bz}}{E_b} = \frac{2}{3} \frac{n \cdot \beta_{bz}}{E_s} \quad (4.39)$$

Mit (4.38) und (4.39) läßt sich die mittlere Dehnung im Einleitungsbereich anschreiben:

$$\epsilon_{mE} = \epsilon_{sm} - \epsilon_{bm} \approx \frac{\sigma_{sR}}{3E_s} \quad (4.40)$$

Hiermit kann man dann die Relativverschiebung des Stahls am Rißufer und die Rißbreite darstellen.

Es ist zu beachten, daß Gl. (4.40) nur die mittlere Dehnung auf der Einleitungslänge beschreibt. Solange noch Zonen ungestörten Verbunds vorhanden sind, das Rißbild also nicht ausgeprägt ist, ist ϵ_{mE} größer als die über die gesamte Stablänge gemessene Zwangdehnung $\epsilon_m = \epsilon_z$.

Nun ist es notwendig, den Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der Zwangdehnung herzustellen. Rostásy und Alda [12] geben diesen Zusammenhang für Längszug wie folgt an:

$$\sigma_{sR} = \frac{\epsilon_z \cdot E_s}{2} \left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2\beta_{bz}}{\epsilon_z \cdot E_s \cdot \mu} \right)^2 \cdot (1 + n \cdot \mu)} \right] \quad (4.41)$$

Es hat sich gezeigt, daß dieser Ausdruck die vorliegenden Versuchsergebnisse treffend beschreibt. In Gl. (4.41) ist für μ der auf den gesamten Betonquerschnitt bezogene Bewehrungsgrad, der bei dicken Wänden nur niedrige Werte annimmt, einzusetzen. Der quadrierte Klammerausdruck wird damit groß gegenüber dem restlichen Wurzelinhalt, so daß man mit ausreichender Genauigkeit setzen kann:

$$\sigma_{sR} \approx \frac{\epsilon_z \cdot E_s}{2} \left[1 + \frac{2\beta_{bz}}{\epsilon_z \cdot E_s \cdot \mu} \right] \quad (4.42)$$

Bei Vernachlässigung der Betondehnung ergibt sich die mittlere Rißbreite aus Abb. 4.5 in Abhängigkeit von der mittleren Dehnung im Einleitungsbereich zu:

$$w_m = 2 l_E \cdot \epsilon_{mE} \quad (4.43)$$

Die Einleitungslänge l_E erfährt bei steigender Beanspruchung einen nur geringen Zuwachs und kann daher nach Falkner [5] dem Endrißabstand $s_{rm,e}$ gleichgesetzt werden. Mit den Gln. (4.40), (4.42) und (4.43) erhält man damit die Beziehung für die mittlere Rißbreite bei anfänglicher Rißbildung:

$$w_m = \frac{s_{rm,e}}{3} \left(\epsilon_z + \frac{2\beta_{bz}}{E_s \cdot \mu} \right) \quad (4.44)$$

Setzt man hierin $s_{rm,e}$ nach Gl. (4.35) ein, so ergibt sich mit

$$w_m = \frac{1}{3} \left(c_b + 0,29 \cdot s + 0,116 \cdot k_6 \cdot k_7 \cdot \frac{d_s}{\mu_{eff}} \right) \cdot \left(\epsilon_z + \frac{2\beta_{bz}}{E_s \cdot \mu} \right) \quad (4.45)$$

ein Ausdruck für w_m , der sowohl μ als auch μ_{eff} enthält. Somit lassen sich d_s - μ -Beziehungen, wie sie z.B. Rostásy [8] [12] und Falkner [5] aufgestellt haben, aus Gl. (4.45) nicht entwickeln.

Daher werden s , μ und μ_{eff} ersetzt durch

$$s = m \cdot d_s \quad (4.46)$$

$$\mu = \frac{2\pi d_s^2}{4 \cdot m \cdot b \cdot d_s} = \frac{\pi d_s}{2 \cdot m \cdot b} \quad (4.47)$$

und mit Gl. (4.29)

$$\mu_{eff} = \frac{\pi \cdot d_s^2}{4 \cdot m \cdot d_s (c_b + 8d_s)} = \frac{\pi \cdot d_s}{4 \cdot m (c_b + 8d_s)} \quad (4.48)$$

Man erhält:

$$w_m = \frac{1}{3} \left[c_b + 0,29 \cdot m \cdot d_s + 0,116 \cdot \frac{4 \cdot m}{\pi} (c_b + 8d_s) \right] \cdot \left[\epsilon_z + \frac{2\beta_{bz}}{E_s} \cdot \frac{2 \cdot m \cdot b}{\pi \cdot d_s} \right] \quad (4.49)$$

Hierin ist $k_6 \cdot k_7 = 1,0$ gesetzt. Durch Umformen erhält man eine Bestimmungsgleichung für m in Abhängigkeit von d_s , in der die Vorfaktoren zusammengefaßt sind:

$$m = \sqrt{\frac{3w_m - c_b \cdot \epsilon_z}{[B]} + \left\{ \frac{[A]}{2[B]} \right\}^2} - \frac{[A]}{2[B]} \quad (4.50)$$

mit

$$[A] = \left[1,2732 \cdot c_b \cdot \frac{\beta_{bz} \cdot b}{E_s \cdot d_s} + 0,29 \cdot d_s \cdot \epsilon_z + 0,1477 (c_b + 8d_s) \cdot \epsilon_z \right] \quad (4.51)$$

und

$$[B] = 0,3692 \cdot \frac{\beta_{bz} \cdot b}{E_s} + 0,1881 (c_b + 8 d_s) \cdot \frac{\beta_{bz} \cdot b}{E_s \cdot d_s} \quad (4.52)$$

Für vorgegebene Werte von β_{bz} , E_s , c_b und ϵ_z läßt sich mit Gl. (4.50) bei einer bestimmten Bauteildicke b und einer einzuhaltenden Rißbreite w_m für beliebige Stabdurchmesser der auf d_s bezogene Stababstand m ermitteln. Hierzu bedarf es nicht der Ermittlung des Bewehrungsgrades μ oder μ_{eff} .

Gl. (4.50) wurde für Bauteildicken von 50 cm bis 150 cm ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Abb. 4.6 dargestellt. Die o.g. Parameter wurden dafür in Anlehnung an die vorliegenden Versuche wie folgt festgelegt:

Betondeckung	$c_b = 3 \text{ cm}$
Zwangdehnung	$\epsilon_z = 0,5 \text{ ‰}$
einzuhaltende mittlere Rißbreite	$w_m = 0,2 \text{ mm}$
Betonzugfestigkeit im Alter von 3 Tagen	$\beta_{bz3} = 0,7 \text{ N/mm}^2$
Stahl-E-Modul	$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

Aus Abb. 4.6 erhält man z.B. bei Vorgabe einer 1,0 m dicken Wand und Stabdurchmesser $d_s = 12 \text{ mm}$ einen Wert $m = 7,35$. Damit ist die einzulegende Zwangbewehrung festgelegt zu

$$\emptyset 12; s = 7,35 \cdot 1,2 = 8,8 \text{ cm je Seite}$$

und es ergeben sich folgende Bewehrungsgrade:

$$\mu = \frac{\pi \cdot d_s}{2 \cdot m \cdot b} = 0,256 \text{ ‰}$$

$$\mu_{eff} = \frac{\pi \cdot d_s}{4 \cdot m (c_b + 8 d_s)} = 1,018 \text{ ‰}$$

Die Kurven wurden für Stabdurchmesser von 6 bis 28 mm dargestellt. Sie gelten für Bauteile mit $b \geq 2 (c_b + 8 d_s)$, denn

jenseits dieser Grenze würde in Gl. (4.50) die wirksame Betonzugfläche größer als der vorhandene Betonquerschnitt. Der Grenzwert wird bei einer 50 cm dicken Wand bei einem rechnerischen Stabdurchmesser von 27,5 mm erreicht, weshalb die entsprechende Kurve an dieser Stelle endet. Bei dickeren Wänden ist der Grenzdurchmesser stets größer als 28 mm.

In der Praxis wird üblicherweise nicht die mittlere Rißbreite w_m , sondern eine kritische Rißbreite $w_k = w_{95\%}$ oder $w_k = w_{\max}$ begrenzt. Wie aus Tab. 3.18, die eine Zusammenstellung der aus den Versuchen ermittelten Quotienten w_{\max}/w_m enthält, hervorgeht, kann man w_k über den gesamten Beanspruchungsbereich definieren zu

$$w_k \approx w_{\max} \approx 2 \cdot w_m \quad (4.53)$$

Damit gilt Abb. 4.6 für eine kritische Rißbreite $w_k = 2 \cdot 0,2 = 0,4$ mm.

Setzt man Gl. (4.46) in Gl. (4.50) ein, so erhält man mit Gl. (4.54) einen Ausdruck, der für einen gewählten Stabdurchmesser direkt den höchstzulässigen Stababstand angibt.

$$s = 0,1 \cdot d_s \cdot \left[\sqrt{\frac{3w_m - c_b \cdot \epsilon_z}{[B]} + \left\{ \frac{[A]}{2[B]} \right\}^2} \right] - \frac{[A]}{2 \cdot [B]} \text{ [cm]} \quad (4.54)$$

mit [A] und [B] nach Gln. (4.51) und (4.52). Die aus dieser Beziehung gewonnenen Diagramme sind für den praktischen Gebrauch besser geeignet als Abb. 4.6, weil die erforderliche Bewehrung ohne Umrechnung direkt abgelesen werden kann. Die Abb. 4.7 bis 4.11 zeigen die Ergebnisse der Auswertung von Gl. (4.54). Es wurden drei verschiedene mittlere Rißbreiten angesetzt:

$$w_m = 0,15 \text{ mm} \quad (\text{Abb. 3.7})$$

$$w_m = 0,20 \text{ mm} \quad (\text{Abb. 3.8})$$

$$w_m = 0,25 \text{ mm} \quad (\text{Abb. 3.9})$$

Die kritische Rißbreite w_k beträgt jeweils das Doppelte dieser Werte. Die übrigen Parameter wurden wie in Abb. 4.6 festgelegt und die Zwangdehnung mit $\varepsilon_z = 0,5 \%$ eingesetzt.

Mit den Abb. 4.7 bis 4.9 ist der praxisnahe Bereich für eine Rißbreitenbegrenzung abgedeckt. Kleinere kritische Rißbreiten als 0,3 mm können bei dicken Bauteilen nur durch einen relativ hohen Bewehrungsaufwand, hier ausgedrückt durch kleine Stababstände, realisiert werden. Gleichwohl lassen sich für jeden vorgegebenen w_k -Wert durch Auswertung von Gl. (4.54) d_s -s-Diagramme erzeugen. Die dargestellten Kurven fallen bei sinkendem w_m und steigender Bauteildicke steiler aus, womit der Stababstand kleiner wird und der Bewehrungsgrad wächst. In Abschn. 3.3.4 wurde festgestellt, daß bei dicken Bauteilen die mittlere Rißbreite mit steigender Beanspruchung nur geringfügig zunimmt. Dies kommt durch den flachen Verlauf der w_m - ε_m -Diagramme (Abb. 3.61; 3.63) zum Ausdruck. Vergleicht man jetzt die Abb. 4.8 und 4.10, so wird dieser Sachverhalt bestätigt. Bei sonst gleichen Parametern wurde in Abb. 4.10 lediglich die Zwangdehnung von $\varepsilon_z = 0,5 \%$ auf $\varepsilon_z = 0,3 \%$ reduziert. Es zeigt sich, daß die höchstzulässigen Stababstände damit nur um rd. 5 % anwachsen. Mögliche Einsparungen an Bewehrung sind also gering, wenn kleinere Zwangdehnungen als 0,5 % angesetzt werden. Es wird daher empfohlen, bei der Zwangbemessung stets von $\varepsilon_z = 0,5 \%$ auszugehen.

Wie in Abb. 4.6 wird der Gültigkeitsbereich der Kurven nach der Bedingung

$$b \geq 2 (c_b + 8 d_s)$$

abgegrenzt. Für die dargestellten Durchmesser 6 bis 28 mm trifft diese Einschränkung nur bei einer 50 cm dicken Wand bei $d_s = 27,5$ mm zu. Die entsprechenden Kurven enden an diesem Punkt.

Auf der anderen Seite besteht die Forderung, daß in dem betrachteten Beanspruchungsbereich beim Auftreten von Rissen die Fließgrenze im Stahl nicht erreicht werden darf. Diese Forderung bedingt die Abgrenzung des Gültigkeitsbereiches der Kurven in Richtung kleiner Durchmesser durch Definition eines Mindestbewehrungsgrades μ .

Rostásy/Alda [8] und Falkner [5] geben diesen Mindestbewehrungsgrad mit

$$\min \mu = \frac{\beta_{bz}}{0,85 \cdot \beta_s} \quad (4.55)$$

an.

Bei einer Betonzugfestigkeit von $0,7 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich damit für BSt 420/500

$$\min \mu = 0,196 \%$$

und für BSt 500/550

$$\min \mu = 0,165 \%$$

Die iterativ ermittelten Grenzkurven wurden gestrichelt in die Abb. 4.7 bis 4.10 eingetragen. Die d_s -s-Linien haben damit rechts der entsprechenden Grenzkurve Gültigkeit. Der Gültigkeitsbereich der d_s -s-Linien wird umso weiter eingeschränkt, je größer die einzuhaltende Rißbreite vorgegeben wird, da in diesem Falle kleinere Bewehrungsgrade aus der Bemessung resultieren.

In Abb. 4.11 wurde am Beispiel einer $1,0 \text{ m}$ dicken Wand dargestellt, wie sich die Einflüsse "Vorschädigung" und "Geschwindigkeit des Zwangaufbaues" in den d_s -s-Linien niederschlagen.

Die Linie 1 ist Abb. 4.8 entnommen. Sie gilt für $k_6 \cdot k_7 = 1,0$ (E 1), also eine Außentemperatur von $+20^\circ \text{ C}$ und einen Zwangaufbau von 3 Stunden bis zum ersten Riß. Linie 2 gilt für $k_6 = 0,8888 \hat{=} T = +5^\circ \text{ C}$ und Linie 3 für $k_6 = 0,6063 \hat{=} T = -20^\circ \text{ C}$ (E 3). Wegen des bereits besprochenen günstigen Einflusses niedriger Außentemperaturen beim Entschalen auf die Entwicklung der Rißbreite verlaufen diese Linien flacher und ziehen damit niedrigere Bewehrungsgrade nach sich. So ergeben sich für $T = +5^\circ \text{ C}$ rd. 6 % und für $T = -20^\circ \text{ C}$ rd. 24 % größere Stababstände als für $T = +20^\circ \text{ C}$.

Bei der Berechnung von Linie 4 wurde $k_7 = 1,1753$ gesetzt, was einem Zwangaufbau bis zum ersten Riß in 7 Stunden entspricht (T 3). Nach der steiler verlaufenden Linie 4 sind danach die Stababstände um rd. 7 % enger zu wählen als im Normalfall ($k_7 = 1,0 \hat{=} t = 3 \text{ Std.}$). Abb. 4.11 soll an dieser Stelle nur einen Überblick über den Einfluß der Parameter T und E geben. Die angegebenen Abminderungs- bzw. Erhöhungsfaktoren können in die Bestimmung des Stababstandes einfließen, Zwischenwerte können mit hinreichender Genauigkeit geradlinig interpoliert werden. Für eine exakte Bestimmung der d_s -s-Linie müssen die Einflußfaktoren k_6 und k_7 in die Gln. (4.51) und (4.52) eingearbeitet werden.

Abschließend wurde aus den hier entwickelten d_s -s-Beziehungen der Bewehrungsgrad μ nach der Gleichung

$$\mu = \frac{d_s^2 \cdot \pi}{2 \cdot s \cdot b} \quad (4.56)$$

errechnet und in Abb. 4.12 gegenüber der Bauteildicke b aufgetragen. Die Darstellung gilt für $\epsilon_z = 0,5 \text{ ‰}$ und $w_m = 0,2 \text{ mm} \hat{=} w_k = 0,4 \text{ mm}$ und entspricht damit den Abb. 4.6 und 4.8. Die für alle Stabdurchmesser aufgetragenen Linien werden links (kleine Bauteildicke) durch eine leicht gekrümmte Kurve begrenzt, die gestrichelt eingezeichnet wurde. Diese Kurve ent-

spricht dem Grenzwert der Wanddicke

$$b = 2 (c_b + 8 d_s),$$

bis zu dem Gl. (4.54) Gültigkeit hat. Links von der Grenzwertkurve ist der Bewehrungsgrad unabhängig von der Bauteildicke. Dieser Bereich entspricht der konventionellen Bemessungsmethode mit d_s - μ -Diagrammen bei mittigem Zugzwang (s. auch DAfStb-Heft 240 [13]). Der Grenzwert stellt per Definition den Übergang von der dicken zur dünnen Wand dar. Die μ - b -Linien fallen mit zunehmender Bauteildicke deutlich ab und bedingen so wesentlich niedrigere Bewehrungsgrade als Ansätze, die unabhängig von der Bauteildicke sind. Die Linien werden nach unten durch die Mindestbewehrungsgrade nach Gl. (4.55) begrenzt, die den Einsatz kleiner Durchmesser bei dicken Wänden unterbinden. Abb. 4.12 macht deutlich, wie durch die Wahl geeigneter Durchmesser die Bewehrungsmenge vermindert werden kann, ohne daß die zu erwartende kritische Rißbreite anwächst. Selbstverständlich erhöht sich in diesem Fall der Verlegeaufwand infolge abnehmenden Stababstandes.

In Versuch und Rechnung wurde bislang einheitlich die Betondeckung mit 3 cm angesetzt, womit einer Empfehlung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton vom Dezember 1981 entsprochen wird, die Betondeckung gegenüber den Mindestmaßnahmen gemäß DIN 1045, Tabelle 10, in der Regel um 1 cm zu erhöhen. Zum Vergleich wurden nun in Abb. 4.12 die Grenzwertkurve für $b = 2 (c_b + 8 d_s)$ sowie die Linie für $d_s = 28$ mm zusätzlich für $c_b = 2$ cm als dünne Linien dargestellt. Bei gleicher Bauteildicke ergeben sich damit geringfügig niedrigere Bewehrungsgrade.

Die für dünne Bauteile gültigen horizontalen Abschnitte in Abb. 4.12 können mit dem Bemessungsvorschlag von Falkner [5],

der in Heft 240 des DAfStb [13] eingeflossen ist, verglichen werden. Die μ -Werte betragen zwischen 74 % (\emptyset 6mm) und 88 % (\emptyset 28 mm) der von Falkner vorgeschlagenen Werte. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß Falkner die Betonzugfestigkeit mit $2,1 \text{ N/mm}^2$ und n mit 7 angesetzt hat, während diese Werte anhand der vorliegenden Versuche mit $\beta_{bz} = 0,7 \text{ N/mm}^2$ und $n = 10,4$ berechnet wurden.

4.6.2 Bemessungsbeispiele

a) In Abb. 4.6 wurde ein Ablesebeispiel eingezeichnet:

$$b = 100 \text{ cm}; d_s = 12 \text{ mm} \quad \text{abgelesen: } m = 7,35$$

Damit ist $s = 8,8 \text{ cm}$ und $\mu = 0,256 \%$. Abb. 4.8 gilt wie Abb. 4.6 für $\epsilon_z = 0,5 \%$ und $w_m = 0,2 \text{ mm} \hat{=} w_k = 0,4 \text{ mm}$. Hier läßt sich der Stababstand direkt zu $s = 8,8 \text{ cm}$ ablesen. In Abb. 4.12 geht man vom Schnittpunkt der für $\emptyset 12$ geltenden Linie mit dem Abszissenwert $b = 1,0 \text{ m}$ horizontal zur Ordinate und liest ab: $\mu = 0,26 \%$.

b) Soll für eine einzuhaltende Rißbreite $w_k = 0,4 \text{ mm}$ eine Bewehrung mit $\emptyset 25 \text{ mm}$ gewählt werden ($b = 100 \text{ cm}$, $\epsilon_z = 0,5 \%$), so liest man aus Abb. 4.8 den Stababstand zu $s = 18,7 \text{ cm}$ ab. Der Bewehrungsgrad errechnet sich zu

$$\mu = \frac{\pi \cdot 25^2 \cdot 10^2}{2 \cdot 187 \cdot 1000} = 0,525 \%$$

Er läßt sich auch aus Abb. 4.12 direkt auf der Ordinate abgreifen.

c) Wenn es gilt, bei einer 1 m dicken Wand mit einer Bewehrung aus $\emptyset 25 \text{ mm}$ eine kritische Rißbreite von $w_k = 0,3 \text{ mm}$ einzuhalten, so wird aus Abb. 4.7 der höchstzulässige Stababstand zu $s = 15,7 \text{ cm}$ abgegriffen, und man erhält

$$\mu = \frac{\pi \cdot 25^2 \cdot 10^2}{2 \cdot 157 \cdot 1000} = 0,625 \%$$

Wählt man dagegen eine Bewehrung aus $\varnothing 10$ mm, so verringert sich der Stababstand auf $s = 6,1$ cm und der Bewehrungsgrad auf

$$\mu = \frac{\pi \cdot 10^2 \cdot 10^2}{2 \cdot 61 \cdot 1000} = 0,258 \%$$

d) Ein 1,50 m dickes Bauteil, das nach dem Entschalen einer Außentemperatur von $+5^\circ \text{C}$ ausgesetzt ist, soll mit $\varnothing 18$ mm bewehrt werden ($\varepsilon_z = 0,5 \%$; $w_k = 0,4$ mm). Aus Abb. 4.8 wird abgelesen: $s = 11,2$ cm. Dieser Wert gilt für $k_G = 1,0$. Er kann, wie in Abschn. 4.6.1 beschrieben, korrigiert werden: $s = 11,2 + 6 \%$ = 11,9 cm. Damit ist

$$\mu = \frac{\pi \cdot 18^2 \cdot 10^2}{2 \cdot 119 \cdot 1500} = 0,285 \%$$

Die Stababstände für 1,0 m dicke Bauteile lassen sich direkt aus Abb. 4.11 ablesen.

4.6.3 Rißbreite bei ausgeprägtem Rißbild

Nach Rehm/Martin [4] läßt sich die mittlere Rißbreite durch Gl. (4.36) ausdrücken. Hierin wird die mittlere Stahldehnung ϵ_{sm} als Differenz der Stahldehnung im Riß ϵ_{sR} und der von der Beanspruchung abhängigen Größe $\Delta\epsilon_s$ (σ_{sR}) errechnet:

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{sR} - \Delta\epsilon_s \quad (4.57)$$

Der Abzugswert $\Delta\epsilon_s$ kann nach unterschiedlichen Ansätzen ausgedrückt werden. Sie ergeben sich beispielsweise nach Rao [9] und CEB [10] wie folgt:

$$\Delta\epsilon_s = \left(\frac{k_4^{RAO}}{\mu_{eff}} \right)^2 \cdot \frac{1}{E_s \cdot \sigma_{sR}} \quad \text{entspr. Rao} \quad (4.58)$$

bzw.

$$\Delta\epsilon_s = \left(\frac{k_4^{CEB}}{\mu_{eff}} \right) \cdot \frac{1}{E_s} \quad \text{entspr. CEB} \quad (4.59)$$

Wenn für k_4 eine Konstante eingesetzt wird, dann erhält man aus Gl. (4.59) den von μ_{eff} abhängigen konstanten Abzugswert $\Delta\epsilon_s$. Der Abzugswert nach Gl. (4.58) dagegen nimmt mit steigender Beanspruchung ab.

Bei abgeschlossener Rißbildung geht Gl. (4.36) über in

$$w_m = \epsilon_{sR} \cdot s_{rm,e} \quad (4.60)$$

Definiert man nach Falkner [5] die mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von einer fiktiven Störlänge l_o :

$$w_m = l_o \cdot \epsilon_{sR} \quad (4.61)$$

so gilt bei abgeschlossener Rißbildung

$$l_o = s_{rm,e} \cdot \frac{\epsilon_{sm}}{\epsilon_{sR}} \quad (4.62)$$

Mit den Gln. (4.57), (4.58) und (4.59) läßt sich l_o ausdrücken als

$$l_o = \left[1 - \left(\frac{k_4^{RAO}}{\mu_{eff} \cdot \sigma_{sR}} \right)^2 \right] \cdot s_{rm,e} \quad \text{nach Rao} \quad (4.63)$$

und

$$l_o = \left[1 - \left(\frac{k_4^{CEB}}{\mu_{eff} \cdot \sigma_{sR}} \right) \right] \cdot s_{rm,e} \quad \text{nach CEB} \quad (4.64)$$

Die k_4 -Faktoren nach CEB und Rao lassen sich aus den Versuchsergebnissen bestimmen, wenn man die Gln. (4.61), (4.63) und (4.64) miteinander verknüpft und nach k_4 auflöst:

$$k_4 = \mu_{eff} \cdot \sigma_{sR} \sqrt{1 - \frac{w_m^V \cdot E_s}{s_{rm,e}^V \cdot \sigma_{sR}}} \quad \text{nach Rao} \quad (4.65)$$

$$k_4 = \mu_{eff} \cdot \sigma_{sR} \left[1 - \frac{w_m^V \cdot E_s}{s_{rm,e}^V \cdot \sigma_{sR}} \right] \quad \text{nach CEB} \quad (4.66)$$

Die hiermit errechneten Faktoren k_4 sind in den Tabellen 4.2 bis 4.10 zusammengestellt worden. Es wurde der nach dem Reißen gemessene Wert $\sigma_{sR,u}$ eingesetzt. Die Ermittlung von k_4 ist sehr fehlerempfindlich. Die Werte streuen im weiten Bereich. Dies zeigen die Abb. 4.13 und 4.14, in denen die k_4 -Werte über dem Beanspruchungsgrad aufgetragen wurden. Die Mittelwerte von k_4 sind durch eine horizontale Linie markiert worden. Bei dem nach Rao errechneten Wert $k_4^{RAO} = 1,496 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich mit 51,3 % ein etwas geringerer Variationskoeffizient als nach CEB ($k_4^{CEB} = 0,735 \text{ N/mm}^2$, $v = 59,3 \%$). Daher geht die folgende rechnerische Ermittlung von w_m von diesem festen k_4 -Wert nach Rao aus. Mit den Gln. (4.61) und (4.63) erhält man die rechnerische mittlere Rißbreite aus

$$w_m^R = s_{rm,e} \cdot \frac{1}{E_s} \left[\sigma_{sR} - \left(\frac{1,496}{\mu_{eff}} \right)^2 \cdot \frac{1}{\sigma_{sR}} \right] \quad (4.67)$$

Wegen der guten Übereinstimmung können in Gl. (4.67) für den Endrißabstand die Versuchs- oder Rechenwerte aus Tab. 4.1 eingesetzt werden. In den Abb. 4.15 bis 4.23 sind die mittleren Rißbreiten aus den Versuchen gegenüber der Stahlspannung im Riß σ_{sR} als Linienzüge aufgetragen. Die rechnerischen Kurven gemäß Gl. (4.67) sind ebenfalls in diesen Darstellungen enthalten.

Abweichungen zwischen Rechnung und Versuch sind vor allem auf den Ansatz einer kontinuierlichen Rißbreitenentwicklung in Gl. (4.67) zurückzuführen. In Wirklichkeit springt die mittlere Rißbreite beim ersten Riß schlagartig auf einen bestimmten Wert hoch und wächst von dort aus bei steigender Beanspruchung langsam weiter an. Die Versuche T 2 (Abb. 4.16), M 4 (Abb. 4.19) und T 3 (Abb. 4.22) werden durch den rechnerischen Ansatz zufriedenstellend beschrieben. Bei den übrigen Versuchen ließe sich eine bessere Übereinstimmung allein durch die Einführung individueller k_4 -Faktoren erreichen.

Auch die rechnerischen Linien gemäß Gl. (4.60) (keine Mitwirkung des Betons) sind in den Abb. 4.15 bis 4.23 eingetragen. Zwischen beiden rechnerischen Linien müßten in etwa die Versuchsergebnisse liegen. Dies trifft für den Bereich paraxisnaher Stahlspannungen zwischen 200 und 300 N/mm² in den meisten Fällen zu. Für höhere Beanspruchungen überschätzt jedoch die Rechnung die zu erwartende mittlere Rißbreite, weil ihre Abhängigkeit von der Beanspruchung zu hoch bewertet wird.

4.7 Dehnsteifigkeitsabnahme durch Rißbildung

Die Ergebnisse der Dehnsteifigkeitsmessungen sind in den Tabellen 3.8 bis 3.16 zusammengestellt und in den Abb. 3.71 bis 3.79 in bezogener Form dargestellt worden. Sie sollen mit einem rechnerischen Ansatz von Falkner [5] verglichen werden.

Wenn die Dehnsteifigkeit im ungerissenen Zustand I durch die Gleichung

$$K_{Di} = \frac{E_b \cdot A_i}{l} \quad (4.68)$$

beschrieben wird, dann läßt sich die reduzierte Dehnsteifigkeit im Zustand II über den Abminderungsfaktor k_5 ausdrücken:

$$K_D = k_5 \cdot \frac{E_b \cdot A_i}{l} \quad (k_5 \leq 1) \quad (4.69)$$

Damit beträgt die Längenänderung der Meßbasis l :

$$\Delta l = \frac{N}{K_D} = \frac{l}{E_b \cdot A_i \cdot k_5} \cdot N \quad (4.70)$$

Falkner [5] definierte eine fiktive Länge l_o beiderseits vom Riß, auf dem der Verbund gestört ist, nach der Gleichung

$$l_o = l \cdot \left[1 - \frac{k_4^{CEB}}{\mu_{eff} \cdot \sigma_{sR}} \right] \cdot s_{rm,e} \quad (4.71)$$

Damit läßt sich die Längenänderung Δl auch aus der Summe der Anteile mit gestörtem und ungestörtem Verbund ermitteln:

$$\Delta l = \frac{N}{E_b} \left[\frac{l - \sum l_o}{A_i} + \frac{\sum l_o}{n \cdot A_s} \right] \quad (4.72)$$

Hierin bezeichnet m die Anzahl der Risse. Setzt man nun die Ausdrücke (4.70) und (4.72) gleich, so erhält man den rechnerischen Abminderungsfaktor k_5 zu

$$cal \ k_5 = \frac{1}{1 + \frac{\sum l_o}{l} \left(\frac{A_i}{n \cdot A_s} - 1 \right)} \quad (4.73)$$

Ansichts der niedrigen Bewehrungsgrade in den Versuchskörpern kann man mit genügender Genauigkeit annehmen:

$$A_i = A_b (1 + n \cdot \mu) \approx A_b \quad (4.74)$$

Damit verändert sich Gl. (4.73) zu

$$\text{cal } k_5 = \frac{1}{1 + \frac{\sum_{l_o}^m}{1} \cdot \frac{1}{n \cdot \mu}} \quad (4.75)$$

worin μ wiederum auf den gesamten Betonquerschnitt bezogen ist. Der Faktor n wurde nach Tab. 3.6 iterativ zu 10,4 bestimmt. Der Quotient $\sum_{l_o}^m / 1$, der den Anteil der Störlängen an der Meßlänge ausdrückt, ist in Spalte 8 der Tabellen 4.2 bis 4.10 eingetragen. Damit wurden die Werte $\text{cal } k_5$ in Spalte 10 der gleichen Tabellen errechnet. Diese können den in Spalte 9 eingetragenen k_5 -Werten gegenübergestellt werden, die sich gemäß den Tab. 3.8 bis 3.16 aus den Versuchsergebnissen ergeben haben.

In den Abb. 4.24 bis 4.32 wurden beide k_5 -Werte gegenüber dem Quotienten $\sum_{l_o} / 1$ aufgetragen, wobei der rechnerische Wert in Form einer Hyperbel verläuft. Während die Ergebnisse der Versuche T 2 und M 4 durch Gl. (4.75) sehr gut beschrieben werden wird die Dehnsteifigkeit der übrigen Versuchskörper i.A. überschätzt. Die Abweichung von Versuchs- und Rechenwert nimmt mit zunehmender Rißbildung ab. Als Grund hierfür sind nicht entdeckte Risse denkbar, die sich in der mittleren Dehnung niederschlagen, in der Ermittlung von w_m und der Rißanzahl m jedoch nicht enthalten sind und daher den Quotienten $\sum_{l_o} / 1$ zu klein ausfallen lassen.

5. Zusammenfassung

Dicke Bauteile, wie sie bei Brückenwiderlagern, Tunnelbauwerken, Schleusen o.ä. zur Anwendung kommen, sind im Hinblick auf die Bemessung für Lastbeanspruchungen meist unproblematisch. Wesentlich verwickelter liegen die Verhältnisse dagegen bei der Bemessung für Zwangbeanspruchungen. Dies insbesondere deshalb, weil sich den Zwangsspannungen infolge behinderter Schwind- und Temperaturverkürzung noch Eigenspannungen in erheblichem Ausmaß überlagern. Hieraus resultiert ein kombinierter Mechanismus der Rißauslösung, der zu Ein- und Trennrissen in dicken Bauteilen führt.

In der vorliegenden Forschungsarbeit wird dem Problem der kombinierten Rißauslösung nachgegangen. Dabei war es das Ziel, eine Bewehrungsrichtlinie zu erarbeiten, die gegenüber den herkömmlichen, von der Bauteildicke unabhängigen Bemessungsvorschlägen den besonderen Beanspruchungsverhältnissen in dicken Bauteilen entspricht und möglicherweise eine Einsparung an Bewehrung erlaubt. Grundlage hierfür ist die Überlegung, daß bei dicken Bauteilen nur die Breiten der Oberflächenrisse begrenzt werden müssen. Folglich erscheint es hinreichend, für die Bemessung der erforderlichen Oberflächenbewehrung eine gewisse Teilfläche im Randbereich dicker Bauteile, die wirksame Betonzugzone, in Ansatz zu bringen. Zur Größe der wirksamen Zugzone gibt es bereits Vorschläge [6], [24], jedoch keine durch Versuchsergebnisse abgesicherten Kriterien.

Die verschiebungsfeste Verbindung abschnittsweise betonierter Bauteile führt auf ein Scheibenproblem (s. Abb. 1.2). Die vorliegende Arbeit geht von einer flachen horizontalen Schicht aus, die man sich aus dieser Scheibe herausgeschnitten denken muß. Durch den Zwang wird in dieser Schicht, vereinfacht betrachtet, ausschließlich eine mittige Zugkraft erzeugt.

Im Rahmen der Arbeit werden neun solcher Schichtausschnitte in dehngesteuerten Zugversuchen untersucht. Die 6 m langen Versuchskörper stellen im Normalfall 16 cm hohe Ausschnitte aus einer 1 m dicken Wand dar. Die Parameter Wanddicke, Bewehrungsgrad, Vorschädigung durch Eigenspannungen und Geschwindigkeit des Zwangaufbaues werden variiert.

Anhand der Versuchsergebnisse werden zunächst die bekannten Endrißabstandsformeln von Rehm/Martin [4] und CEB [6] modifiziert, indem ein Ansatz für die wirksame Betonzugzone sowie Einflußfaktoren für die Vorschädigung durch Eigenspannungen und die Geschwindigkeit des Zwangaufbaues eingearbeitet werden. Es hat sich gezeigt, daß große Vorschädigungen und eine schnelle Zwangentwicklung einen günstigen Einfluß auf die Rißbreitenentwicklung ausüben. Die Beanspruchung des jungen Betons (Stadium noch niedriger Zugfestigkeit) zieht eine erhöhte Anzahl von schmalen Einrissen nach sich. Weiterhin hat sich herausgestellt, daß bei dicken Bauteilen die anfänglichen Rißbreiten (Bereich erster Risse) mit steigender Zwangdehnung nur wenig zunehmen, eine geeignete Bewehrung vorausgesetzt. Damit beeinflusst die Zwangdehnung die erforderliche Oberflächenbewehrung in nur untergeordneter Weise. Man kann davon ausgehen, daß mit dem Ansatz einer mittleren Dehnung $\epsilon_m = 0,5 \%$ alle praxisnahen Zwangbeanspruchungen abgedeckt sind.

Für den Bereich anfänglicher Risse wird aufgrund dieser Überlegungen in Abschn. 4.6.1 ein Bemessungsvorschlag für Zwang in dicken Bauteilen erarbeitet, der sich in d_s -s-Diagrammen niederschlägt (s. Abb. 4.7 - 4.11). Mit Hilfe dieser Diagramme kann bei bekannter Bauteildicke ein Stabdurchmesser gewählt und der zur Einhaltung einer kritischen oder mittleren Rißbreite höchstzulässige Stababstand unmittelbar abge-

lesen werden. Das Errechnen von Bewehrungsgraden μ bzw. μ_{eff} kann bei Benutzung dieser Diagramme entfallen, da diese im rechnerischen Ansatz der dargestellten Kurven enthalten sind.

Aus Gründen der Vollständigkeit werden abschließend der Zusammenhang zwischen Rißbreite und Stahlspannung bei ausgeprägtem Rißbild und andere Abhängigkeiten dargestellt.

6. Schrifttum

- [1] Heilmann, H.G.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons.
Veröffentlichung aus dem Materialprüfungsamt der TH München.
beton 2-69, S. 68-70
- [2] Heilmann, H.G., Hilsdorf, H. und Finsterwalder, K.:
Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen.
DAfStb, H. 203 (1969)
- [3] Wischers, G. und Dahms, J.: Festigkeitsentwicklung des Betons in
Zement Taschenbuch 1979/80, S. 315-335
- [4] Rehm, G. und Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau
Beton- u. Stahlbetonbau, H. 8 (1968) S. 175-182
- [5] Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen.
DAfStb, H. 208 (1969)
- [6] CEB/FIP - Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. II.
3. Ausgabe 1978
- [7] Graf, U., Henning, H.-J. und Stange, K.: Formeln und Tabellen der mathematischen Statistik.
Springer-Verlag, Berlin 1966, 2. Auflage
- [8] Rostásy, F.S., Alda, W.: Rißbildung und Dehnsteifigkeit von Stahlleichtbetonstäben unter zentrischem Zwang.
Versuchsbericht des Otto-Graf-Instituts, Stuttgart 1975
- [9] Rao, S.: Umlagerung der Schnittkräfte in Stahlbetonkonstruktionen. Grundlagen der Berechnung bei statisch unbestimmten Tragwerken unter Berücksichtigung der plastischen Verformungen.
DAfStb, H. 177 (1966)
- [10] CEB, Bulletin d' Information, No. 61, Juni 1967
- [11] Noakowski, P.: Kontinuierliche Theorie der Rißbildung
Vorläufiger Abschlußbericht des Untersuchungsvorhabens
"Nachweis der Rißbeschränkung bei teilweise vorgespannten Stahlbetonkonstruktionen"
Lehrstuhl für Massivbau, München, November 1982
- [12] Rostásy, F.S., Alda, W.: Rißbreitenbeschränkung bei zentrischem Zwang von Stäben aus Stahlbeton und Stahlleichtbeton
Beton- und Stahlbetonbau 6/1977, S. 149-156

- [13] Grasser, E. und Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
Heft 240, 1976
- [14] Bruy, E.: Über den Abbau instationärer Temperaturspannungen in Betonkörpern durch Rißbildung.
Diss. TU Stuttgart, 1973
- [15] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau.
Teil IV, 1976, Springer-Verlag
- [16] Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung.
Diss. TU München, 1977
- [17] Noakowski, P.: Bemessung auf Biegezwang im Hinblick auf zulässige Stahlspannung und zulässige Rißbreite.
Bauingenieur 52 (1977) S. 137-144
- [18] Eibl, J.: Zwängung und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen bei Behinderung der Längsverformung.
Bautechnik 11/1969, S. 373-379
- [19] Rostásy, F.S., Leonhardt, F. und Koch, R.: Zur Mindestbewehrung für Zwang in Außenwänden aus Stahlleichtbeton.
DAfStb-Heft 267, 1976
- [20] Koch, R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen.
Diss. Stuttgart 1976
- [21] Holmberg, A. und Lindgren, St.: Cracks in concrete walls.
Nat. Swedish Building research, D7:1972
- [22] CUR-Rapport: Scheurvorming door krimp en temperatuurswisseling in wanden. Nr. 85, 1978
- [23] Kordina, K.: Zur Frage der näherungsweise Ermittlung von Zwangsschnittgrößen.
IVBH. Symp., Madrid, 1970
- [24] Leonhardt, F.: Rissebeschränkung.
Beton- und Stahlbetonbau, 1976, S. 14-20
- [25] Rehm, G. und Eligehausen, R.: Einfluß von Dauerlast und Ermüdungsbeanspruchung auf das Rißverhalten von Stahlbetonbauteilen unter überwiegender Biegebeanspruchung.
CEB-Bulletin d' information, Nr. 89, 1973
- [26] Schleeh, W.: Bauteile mit zweiachsigem Spannungszustand (Scheiben).
Betonkalender 1983 II, S. 713 f.f., Berlin, W Ernst + Sohn

Tabelle 3.1: Versuchsumfang

Parameter	Bez.	d [m]	μ [%]	Vorbehand- lungsart	Zeitein- flußart	Stabzahl und Ø	Iden- tität
Wand- dicke	W 1	0,33	0,42	E 2	T 2	4 Ø 12	
	W 2	1,0	0,42	E 2	T 2	6 Ø 12	
Bewehrungs- menge	M 1	1,0	0,28	E 2	T 2	4 Ø 12	= T 2
	M 2	1,0	0,42	E 2	T 2	6 Ø 12	= W 2
	M 3	1,0	0,39	E 2	T 2	2 Ø 20	
	M 4	1,0	0,38	E 2	T 2	4 Ø 8 2 Ø 16	
Zeit- einfluß	T 1	1,0	0,28	E 2	T 1	4 Ø 12	
	T 2	1,0	0,28	E 2	T 2	4 Ø 12	
	T 3	1,0	0,28	E 2	T 3	4 Ø 12	
Vor- schädigung	E 1	1,0	0,28	E 1	T 2	4 Ø 12	
	E 2	1,0	0,28	E 2	T 2	4 Ø 12	= T 2
	E 3	1,0	0,28	E 3	T 2	4 Ø 12	

9 Versuchskörper

Tabelle 3.2: Zusammensetzung des Frischbetons

Anteil	Gewicht je m ³	
Zement HOZ 35 L	234 kg	
Anmachwasser	207 kg	
W/Z-Wert	0,88	
Zuschlag 0/1	508 kg	
0/2	286 kg	1923 kg
2/8	700 kg	
8/16	429 kg	
Gesamtgewicht je m ³	2364 kg	

Tabelle 3.3: Eigenschaften des Frischbetons

Versuchs- körper	Ausbreit- maß [cm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Verdichtungs- maß v
W 1	45,0	2,36	1,03
T 2	46,0	2,37	1,04
W 2	45,0	2,37	1,03
M 3	45,5	2,36	1,03
M 4	44,0	2,36	1,02
T 1	44,0	2,37	1,03
E 1	44,5	2,37	1,02
T 3	44,0	2,37	1,03
E 3	44,0	2,38	1,04

Tabelle 3.4: Entwicklung der Betondruckfestigkeit

Versuchskörper	Würfeldruckfestigkeit β_D [N/mm ²]	
	3 Tagen	nach 28 Tagen
W 1	5,6	26
T 2	13,9	35
W 2	8,2	30
M 3	6,4	26
M 4	5,2	23
T 1	6,8	27
E 1	9,0	28
T 3	6,2	31
E 3	5,7	29

Tabelle 3.5: Ergebnisse der zentrischen Zugfestigkeitsprüfung
und Zusammenhang mit der Druckfestigkeit

Versuchs- körper	Betonalter 3 d			Betonalter 28 d		
	β_{Z3} [N/mm ²]	c_1	c_2	β_{Z28} [N/mm ²]	c_1	c_2
W 1	0,523	0,1658	0,2216	1,42	0,1618	0,2785
T 2	1,204	0,2083	0,3229	1,93	0,1804	0,3262
W 2	0,898	0,2208	0,3136	2,12	0,2196	0,3871
M 3	0,581	0,1685	0,2297	1,39	0,1584	0,2726
M 4	0,328	0,1093	0,1438	1,66	0,2053	0,3461
T 1	0,556	0,1549	0,2132	1,37	0,1522	0,2637
E 1	1,079	0,2494	0,3597	1,60	0,1735	0,3024
T 3	0,824	0,2442	0,3309	1,62	0,1642	0,2910
E 3	0,355	0,1113	0,1487	1,41	0,1494	0,2618
Mittel	0,7053	<u>0,1814</u>	0,2537	1,61	<u>0,1739</u>	0,3033
Variations- koeffizient v [%]	44,1	29,0	31,8	16,2	13,9	14,0

Tabelle 3.6: Betonzugfestigkeiten, Betonbruchdehnungen, E-Moduli,
aus Hauptversuchen ermittelt

Versuch	N_R^1 [kN]	ϵ_{bZ} [%]	A_b	A_s [mm ²]	μ [mm ²]	A_i [mm ²]	β_{bZ} [N/mm ²]	E_{bZ} [N/mm ²]
W 1	74,75	0,0350	1089	452,4	0,415	113600	0,658	18.800
T 2	116,00	0,0459	1600	452,4	0,283	164709	0,704	15.344
W 2	141,83	0,0380	1600	678,6	0,424	167055	0,849	22.342
M 3	75,98	0,0270	1600	628,3	0,393	166540	0,456	16.897
M 4	105,23	0,0410	1600	603,2	0,377	166273	0,633	15.436
T 1	129,88	0,0447	1600	452,4	0,283	164709	0,789	17.641
E 1	151,90	0,0443	1600	452,4	0,283	164709	0,922	20.818
T 3	70,03	0,0179	1600	452,4	0,283	164709	0,425	23.753
E 3	84,35	0,0262	1600	452,4	0,283	164709	0,512	19.546

Mittel

0,0356

$$A_i = A_b \cdot (1 + n \cdot \mu)$$

$$n = 10,4 \approx \frac{E_{sm}}{E_{bZm}}$$

Tabelle 3.7: Geometrische und mechanische Kennwerte des Betonstahls

Versuch	Durchmesser d_s [mm]		Querschnitt A_s [mm ²]	Streckgrenze $R_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]
	Soll	Ist				
W 1	12	12,05	114,08	604,25	836,00	$1,96 \cdot 10^5$
T 2	12	12,07	114,37	607,00	834,50	$1,96 \cdot 10^5$
W 2	12	12,03	113,73	608,35	837,11	$1,96 \cdot 10^5$
M 3	20	19,99	313,85	522,55	741,61	$1,99 \cdot 10^5$
M 4	8	7,93	49,43	517,22	539,48	$1,96 \cdot 10^5$
	16	15,98	200,56	543,48	783,81	$2,02 \cdot 10^5$
T 1	12	12,05	114,04	606,57	838,31	$1,94 \cdot 10^5$
E 1	12	12,06	114,28	607,06	834,57	$1,96 \cdot 10^5$
T 3	12	12,08	114,56	608,18	830,11	$1,97 \cdot 10^5$
E 3	12	12,05	113,95	611,03	838,11	$1,95 \cdot 10^5$
Mittel (nur Ø 12 mm)	12	12,06	114,14	607,49	835,53	$1,96 \cdot 10^5$
Mittel aller Versuche	-	-	-	583,57	791,36	$1,97 \cdot 10^5$

Tabelle 3.8: Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers W1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Laststufe	vor dem Riß		nach dem Riß		Verlängerung Δl Basis: $l = 400 \text{ cm}$	mittlere Dehnung ϵ_m	Anzahl der Trenn- risse m^T	mittlerer Trennriß- abstand s_{rm}^T	Anzahl der Risse auf den Seiten- flächen m	mittlerer Riß- abstand s_{rm}	mittlere Rißbreite w_m	maximale Rißbreite w_{max}	Dehnsteifigkeit: N/ϵ_m	
	Normalkraft $N_{R,o}$	$\frac{N_{R,o}}{A_s}$	Normalkraft $N_{R,u}$	$\frac{N_{R,u}}{A_s}$									K_D	$K_5 = \frac{K_D}{K_{D1}}$
Nr.	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²	mm	%	-	cm	-	cm	mm	mm	kN · 10 ⁻⁵	-
1	19,40	42,88			0,0265	0,0066								
2	31,00	68,53			0,0488	0,0122								
3	42,50	93,95			0,0775	0,0194								
4	52,50	116,05			0,1035	0,0259								
5	60,30	133,29			0,1280	0,0320								
6	66,60	147,22			0,1495	0,0374								
7	74,75	165,23	63,20	139,70	0,1400 0,5064	0,0350 0,1266	1	400	2	200	0,055	0,080	21,36 4,99	1,000 0,234
8			60,55	133,84	0,5626	0,1407							4,30	0,202
9	85,75	189,55	60,20	133,07	0,9888	0,2472							2,44	0,114
9a	83,00	183,47	79,20	175,07	1,2885	0,3221							2,46	0,115
9b	85,00	187,89	73,50	162,47	1,6650	0,4163							1,77	0,083
9c	85,50	189,00	74,50	164,68	2,0300	0,5075							1,47	0,069
9d	85,00	187,89	81,00	179,05	2,5229	0,6307	6	67	9	44	0,160	0,280	1,28	0,060
9e	97,00	214,42	79,65	176,07	3,1125	0,7781							1,02	0,042
10	129,15	285,48	126,30	279,18	5,2191	1,3048	11	36	12	33	0,309	0,595	0,97	0,045
11	169,80	375,34	165,45	365,72	7,1679	1,7920	11	36	14	29	0,386	0,646	0,92	0,043
12	226,10	499,79	223,45	493,93	10,0118	2,5029	13	31	14	29	0,616	1,538	0,89	0,042
13	237,00	523,89			10,4500	2,6125							0,91	0,042

Tabelle 3.9: Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers T2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Laststufe	vor dem RiB		nach dem RiB		Verlängerung	mittlere Dehnung	Anzahl der Trennrisse	mittlerer Trennrissabstand	Anzahl der Risse auf den Seitenflächen	mittlerer RiBabstand	mittlere RiBbreite	maximale RiBbreite	Dehnsteifigkeit:	
	Normalkraft $N_{R,o}$	$\frac{N_{R,o}}{A_s}$	Normalkraft $N_{R,u}$	$\frac{N_{R,u}}{A_s}$	Δl Basis: $l = 400 \text{ cm}$	ϵ_m	T m	T s_{rm}	m	s_{rm}	w_m	w_{max}	K_D	N/ϵ_m $k_5 = \frac{K_D}{K_{Di}}$
Nr.	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²	mm	%	-	cm	-	cm	mm	mm	kN · 10 ⁻⁵	-
1	15,40	34,04	13,18	29,14	0,0443 0,0454	0,0111 0,0114								
2	29,28	64,73	27,20	60,13	0,0663 0,0614	0,0166 0,0153								
3	42,70	94,39	41,03	90,70	0,0880 0,0805	0,0220 0,0201								
4	62,84	138,91	61,27	135,43	0,1030 0,1055	0,0258 0,0264								
5	64,33	142,19	63,06	139,39	0,1250 0,1246	0,0313 0,0312								
6	85,16	188,24	82,60	182,59	0,1480 0,1358	0,0370 0,0339								
7	116,00	256,42	93,98	207,75	0,1835 0,5980	0,0459 0,1495	1	(400)	4	100	0,083	0,180	25,27 6,29	1,000 0,249
7a	107,55	237,74	104,50	231,00	0,7700	0,1925							5,43	0,215
8	124,68	275,61			1,0133	0,2533							(4,92)	0,195
8a	120,80	267,03	104,90	231,88	1,3440	0,3360							3,12	0,124
8b			103,51	228,80	1,3688	0,3422	2	200	7	57	0,121	0,300	3,02	0,120
9			102,22	225,95	1,4239	0,3560							2,87	0,114
10	137,55	304,05	133,50	295,10	2,0395	0,5099							2,62	0,104
10a	147,53	326,10			2,0733	0,5183							(2,85)	0,113
10b	143,13	316,38	114,05	252,11	2,6580	0,6645							1,72	0,068
10c			111,57	246,62	2,6449	0,6612	3	133	14	29	0,143	0,294	1,69	0,067
10d	128,30	283,61	119,00	263,05	3,2885	0,8221							1,45	0,057
10e	151,90	335,77	129,10	285,37	4,7200	1,1800							1,09	0,043
10f	164,90	364,51	139,00	307,26	6,6800	1,6700							0,83	0,033
11	173,47	386,47			7,1450	1,7863							(0,97)	0,038
11a	174,40	385,51	142,70	315,44										
11b	174,10	384,85	164,73	364,12	7,3421	1,8355	4	100	23	17	0,251	0,480	0,90	0,036
12	192,70	425,96	189,15	418,11	8,6452	2,1613	4	100	23	17	0,297	0,620	0,88	0,035
13	225,92	499,39	220,58	487,60	10,2855	2,5714	4	100	23	17	0,363	1,031	0,86	0,034
14	269,50	595,73	255,65	565,11	21,1500	5,2875	4	100	23	17	0,650	1,900	(0,49)	0,019

Tabelle 3.10: Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers W2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Laststufe	vor dem Riß		nach dem Riß		Verlängerung	mittlere Dehnung	Anzahl der Trennrisse	mittlerer Trennrißabstand	Anzahl der Risse auf den Seitenflächen	mittlerer Rißabstand	mittlere Rißbreite	maximale Rißbreite	Dehnsteifigkeit:	
	Normalkraft $N_{R,o}$	$\frac{N_{R,o}}{A_s}$	Normalkraft $N_{R,u}$	$\frac{N_{R,u}}{A_s}$	Δl Basis: $l = 400 \text{ cm}$	ϵ_m	m^T	s_{rm}^T	m	s_{rm}	w_m	w_{max}	K_D	$k_5 = \frac{K_D}{K_{D1}}$
Nr.	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²	mm	%	-	cm	-	cm	mm	mm	kN · 10 ⁻⁵	-
1	47,55	70,07	46,25	68,16	0,0409 0,0390	0,0102 0,0098								
2	84,95	125,19	83,42	122,93	0,0836 0,0840	0,0209 0,0210								
3	117,51	173,17	115,73	170,55	0,1264 0,1263	0,0315 0,0316								
4	141,83	209,01	117,69	173,43	0,1520 0,3476	0,0380 0,0869	0	-	1	(400)	0,125	0,150	$\frac{37,32}{13,54}$	1,000 0,363
5	127,85	188,41	124,38	183,29	0,5535	0,1384	0	-	3	133	0,096	0,165	8,99	0,241
5a	145,60	214,56	141,00	207,79	0,6915	0,1729							8,16	0,219
6	153,15	225,69	126,65	186,64	1,2671	0,3168	1	(400)	6	67	0,124	0,170	4,00	0,107
6a	145,00	213,68	140,00	206,31	1,5405	0,3851							3,64	0,098
7	170,16	250,76	139,98	206,28	2,5477	0,6369	1	(400)	15	27	0,110	0,188	2,20	0,059
8			137,33	202,38	2,5835	0,6459							2,13	0,057
9	201,31	296,66	180,63	266,19	4,1970	1,0493	2	200	21	19	0,132	0,285	1,72	0,046
10	206,77	304,71	175,93	259,26	5,1388	1,2847	3	133	30	13	0,115	0,290	1,37	0,037
11	311,06	458,40	304,72	449,05	9,5134	2,3783	3	133	35	11	0,189	0,486	1,28	0,034
12	387,42	570,92			23,6610	5,9153							(0,65)	0,017

Tabelle 3.11: Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers M3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Laststufe	vor dem Riß		nach dem Riß		Verlängerung Δl Basis: $l = 400 \text{ cm}$	mittlere Dehnung ϵ_m	Anzahl der Trenn- risse T_m	mittlerer Trennriß- abstand S_{rm}^T	Anzahl der Risse auf den Seiten- flächen m	mittlerer Riß- abstand S_{rm}	mittlere Rißbreite w_m	maximale Rißbreite w_{max}	Dehnsteifigkeit: N/ϵ_m	
	Normalkraft $N_{R,o}$	$\frac{N_{R,o}}{A_s}$	Normalkraft $N_{R,u}$	$\frac{N_{R,u}}{A_s}$									K_D	$k_5 = \frac{K_D}{K_{Di}}$
Nr.	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²	mm	%	-	cm	-	cm	mm	mm	kN · 10 ⁻⁵	-
1	27,48	43,74			0,0392	0,0098								
2	55,06	87,63	54,05	86,02	0,0716 0,0703	0,0179 0,0176								
3	75,98	120,93	68,36	108,80	0,1082 0,3587	0,0270 0,0897	1		1		0,060	0,060	28,14 7,62	1,000 0,271
4	91,53	145,67	76,81	122,25	0,5291 0,8331	0,1323 0,2083	2	200	3	133	0,112	0,240	6,92 3,69	0,246 0,141
5	107,30	170,77	102,98	163,90	1,5835	0,3959	2	200	5	80	0,137	0,345	2,60	0,092
6a	122,00	194,17			1,8025	0,4506							2,71	0,096
6	123,32	196,27	95,98	152,76	2,2859	0,5715	3	133	7	57	0,141	0,354	1,68	0,060
7	93,92	149,48			2,3119	0,5780							1,62	0,058
8	127,35	202,68	120,57	191,89	3,1083	0,7771	4	100	9	44	0,166	0,400	1,55	0,055
9	135,00	214,86	221,55	193,55	3,5738	0,8934	5	80	12	33	0,160	0,405	1,36	0,048
10	164,03	261,06	156,95	249,79	4,7530 4,7149	1,1883 1,1787	5	80	13	31	0,208	0,459	1,38 1,33	0,049 0,047
11	244,75	389,53	240,59	382,91	7,5040 7,5035	1,8760 1,3759	6	67	15	27	0,316	0,688	1,30 1,28	0,046 0,045
12	309,43	492,47			10,2375	2,5594							(1,21)	(0,043)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Laststufe	vor dem Riß		nach dem Riß		Verlängerung	mittlere Dehnung	Anzahl der Trennrisse	mittlerer Trennrißabstand	Anzahl der Risse auf den Seitenflächen	mittlerer Rißabstand	mittlere Rißbreite	maximale Rißbreite	Dehnsteifigkeit:	
	Normalkraft $N_{R,o}$	$\frac{N_{R,o}}{A_s}$	Normalkraft $N_{R,u}$	$\frac{N_{R,u}}{A_s}$	Δl Basis: $l = 400 \text{ cm}$	ϵ_m	T_m	$T_{s_{rm}}$	m	s_{rm}	w_m	w_{max}	K_D	$k_5 = \frac{K_D}{K_{Di}}$
Nr.	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²	mm	%	-	cm	-	cm	mm	mm	kN · 10 ⁻⁵	-
1	20,07	33,3	19,87	32,9	0,0254 0,0213	0,0063 0,0053								
2	41,87	69,4	40,82	89,1	0,0464 0,0485	0,0116 0,0121								
3	54,93	91,1	53,76	81,1	0,0705 0,0897	0,0176 0,0224								
4	59,03	97,9	58,26	96,6	0,0968 0,0818	0,0242 0,0204								
5	105,23	174,5	83,03	137,7	0,1638 0,5226	0,0410 0,1307	1		3	133	0,077	0,100	$\frac{25,67}{6,35}$	$\frac{1,000}{0,247}$
5a	107,50	178,2	99,80	165,5	0,8640	0,2160							4,62	0,180
5b	103,02	170,8	99,50	165,0	0,9570	0,2393							4,16	0,162
6	111,61	185,0	85,12	141,1	1,4270	0,3568	3	133	10	40	0,093	0,140	2,39	0,093
6a	114,80	190,3	109,03	180,8	1,8135	0,4534							2,40	0,093
7	120,02	199,0	109,10	180,9	2,0790	0,5198	4	100	19	21	0,107	0,204	2,10	0,082
7a	119,80	198,6	105,53	175,0	3,1122	0,7780							1,36	0,053
8			103,08	170,9	3,0770	0,7693							1,34	0,052
9	154,38	155,9	148,52	246,2	4,4994	1,1248	4	100	24	17	0,140	0,275	1,32	0,051
10	213,73	354,3	211,43	350,5	6,6902 6,6640	1,6725 1,6660	4	100	27	15	0,189	0,360	1,28 1,27	0,050 0,049
11	244,95	406,1	233,45	387,0	7,6838 7,5377	1,9209 1,8844	4	100	32	13	0,202	0,432	1,28 1,24	0,050 0,048
12	314,28	521,0			20,6088	5,1522							(0,61)	(0,024)

Tabelle 3.13: Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers T1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Laststufe	vor dem RiB		nach dem RiB		Verlängerung	mittlere Dehnung	Anzahl der Trennrisse	mittlerer Trennrißabstand	Anzahl der Risse auf den Seitenflächen	mittlerer Rißabstand	mittlere Rißbreite	maximale Rißbreite	Dehnsteifigkeit: N/ϵ_m	
	Normalkraft $N_{R,o}$	$\frac{N_{R,o}}{A_s}$	Normalkraft $N_{R,u}$	$\frac{N_{R,u}}{A_s}$	Δl Basis: $l = 400 \text{ cm}$	ϵ_m	T_m	$T_{s_{rm}}$	m	s_{rm}	w_m	w_{max}	K_D	$k_5 = \frac{\kappa_D}{K_{D1}}$
Nr.	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²	mm	%	-	cm	-	cm	mm	mm	kN · 10 ⁻⁵	-
1	39,73	87,81	38,10	84,22	0,0354 0,0373	0,0088 0,0093								
2	64,15	141,80	62,40	137,93	0,0708 0,0698	0,0177 0,0174								
3	88,30	195,19	86,63	191,48	0,1019 0,1044	0,0255 0,0261								
4	112,13	247,85	110,28	243,76	0,1458 0,1463	0,0364 0,0366								
5	<u>129,88</u>	<u>287,09</u>	98,28	217,24	0,1787 0,8315	<u>0,0447</u> 0,2079	1	400	3	133	0,160	0,320	$\frac{29,06}{4,73}$	$\frac{1,000}{0,163}$
5a	115,10	254,43			0,9263	0,2316							4,97	0,171
6	124,70	275,65	98,73	218,23	1,8048	0,4512	2	200	8	50	0,138	0,297	2,19	0,075
6a	130,30	288,03	112,80	249,34	2,7870	0,6968							1,62	0,056
7	130,05	287,47	111,98	247,52	3,4009	0,8502	2	200	14	29	0,155	0,307	1,32	0,045
7a	145,40	321,40	134,10	296,43	4,6450 4,5420	1,1613 1,1355							1,25 1,18	0,043 0,041
8	144,80	320,08	116,00	256,42	5,0349	1,2587	4	100	20	20	0,157	0,315	0,92	0,032
9			114,20	252,44	5,0619	1,2655							0,90	0,031
10	165,05	364,84	161,05	356,00	6,7609	1,6902	5	80	23	17	0,203	0,401	0,95	0,033
11	207,40	458,44	198,93	439,72	8,4390 8,4028	2,1098 2,1007	5	80	25	16	0,249	0,516	0,98 0,95	0,034 0,033
12	235,65	520,90	228,60	505,32	9,6692 9,6390	2,4173 2,4098	5	80	26	15	0,284	0,607	0,98 0,95	0,034 0,033
12a	279,00	616,73			11,3900	2,8475							0,98	0,034
13	276,93	612,14	270,55	598,05	18,2905 20,1250	4,5726 5,0313							(0,61) (0,54)	0,021 0,019

Tabelle 3.14: Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers E1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Laststufe	vor dem Riß		nach dem Riß		Verlängerung	mittlere Dehnung	Anzahl der Trennrisse	mittlerer Trennrißabstand	Anzahl der Risse auf den Seitenflächen	mittlerer Rißabstand	mittlere Rißbreite	maximale Rißbreite	Dehnsteifigkeit:	
	Normalkraft $N_{R,o}$	$\frac{N_{R,o}}{A_s}$	Normalkraft $N_{R,u}$	$\frac{N_{R,u}}{A_s}$	Δl Basis: $l = 400 \text{ cm}$	ϵ_m	T_m	$T_{s_{rm}}$	m	s_{rm}	w_m	w_{max}	K_D	$k_5 = \frac{K_D}{K_{Di}}$
Nr.	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²	mm	%	-	cm	-	cm	mm	mm	kN · 10 ⁻⁵	-
1	42,58	94,11			0,0350	0,0087								
2	70,08	154,90	67,93	150,15	0,0695 0,0748	0,0174 0,0187								
3	96,98	214,36	95,08	210,16	0,1101 0,1095	0,0275 0,0274								
4	128,33	283,66	125,28	276,92	0,1470 0,1445	0,0368 0,0361								
5	151,90	335,77	110,25	243,71	0,1770 1,0575	0,0443 0,2644	1	(400)	4	100	0,141	0,200	34,29 4,17	1,000 0,122
6	145,15	320,85			1,5215	0,3804							3,82	0,111
6a	142,20	314,33	129,80	286,92	1,8220	0,4555							2,85	0,083
6b			129,58	286,42	1,8551	0,4638	2	200	5	80	0,211	0,347	2,79	0,081
7	152,60	337,32	136,90	302,62	2,2150	0,5538							2,47	0,072
7a	155,20	343,07			2,6730	0,6683							2,32	0,068
7b	140,00	309,47	118,40	261,72	3,2528	0,8132	4	100	11	36	0,183	0,298	1,46	0,042
8	163,80	362,08	115,05	254,32	5,2753	1,3188	6	67	18	22	0,173	0,294	0,87	0,025
9			114,20	252,44	5,2930	1,3233							0,86	0,025
10	194,63	430,22	189,73	419,38	8,1908	2,0477	8	50	21	19	0,279	0,463	0,93	0,027
11	223,30	493,60	215,88	477,20	9,4790 9,4340	2,3698 2,3585	8	50	21	19	0,319	0,535	0,94 0,92	0,027 0,027
12	251,00	554,83	246,93	545,82	10,7260 10,6527	2,6815 2,6632	8	50	21	19	0,379	0,605	0,94 0,93	0,027 0,027
13	275,15	608,22			20,2768	5,0692							(0,54)	0,016

Tabelle 3.15: Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers T3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Stufe	vor dem Riß		nach dem Riß		Verlängerung Δl Basis: $l = 400 \text{ cm}$	mittlere Dehnung ϵ_m	Anzahl der Trenn- risse T_m	mittlerer Trennriß- abstand s_{rm}^T	Anzahl der Risse auf den Seiten- flächen m	mittlerer Riß- abstand s_{rm}	mittlere Rißbreite w_m	maximale Rißbreite w_{max}	Dehnsteifigkeit: N/ϵ_m	
	Normalkraft $N_{R,o}$	$\frac{N_{R,o}}{A_s}$	Normalkraft $N_{R,u}$	$\frac{N_{R,u}}{A_s}$									K_D	$K_5 = \frac{K_D}{K_{Di}}$
Tr.	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²	mm	%	-	cm	-	cm	mm	mm	kN · 10 ⁻⁵	-
1	33,70	74,49	30,18	66,70	0,0343 0,0200	0,0086 0,0050								
2	70,03	154,79	59,93	132,46	0,0720 0,2900	0,0179 0,0725							39,12 8,27	1,000 0,211
3			56,72	125,37	0,3050	0,0763	1	400	1	400	0,065	0,080	7,43	0,190
4	72,60	160,48	70,79	156,48	0,3590	0,0900	1	400	1	400	0,107	0,126	7,87	0,201
5	114,35	252,77	89,10	196,95	1,3950	0,3488	2	200	6	67	0,154	0,209	2,55	0,065
6	123,55	273,11	97,13	214,69	2,3140	0,5785	3	133	9	44	0,179	0,280	1,68	0,043
7	138,40	305,93	108,13	239,01	3,8370	0,9590	4	100	14	29	0,200	0,363	1,13	0,029
8			106,85	236,19	3,8870	0,9720							1,10	0,028
9	149,75	331,02			4,9120	1,2280							(1,22)	(0,031)
9a	148,00	327,15	120,38	266,09	5,3290	1,3320	5	80	19	21	0,218	0,500	0,90	0,023
10	166,60	368,27	160,68	355,17	6,9410 6,9240	1,7353 1,7311	5	80	20	20	0,291	0,540	(0,96) 0,93	(0,025) 0,024
11	204,88	452,87	197,28	436,07	8,9090 8,8320	2,2270 2,2080	6	67	21	19	0,365	0,711	(0,92) 0,89	(0,024) 0,023
12	234,48	518,30	227,18	502,17	10,0040 9,9655	2,5010 2,4910	7	57	21	19	0,411	0,861	(0,94) 0,91	0,024 0,023
13	269,25	595,17			10,7330	2,6830							(1,00)	(0,026)

Tabelle 3.16: Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers E3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Laststufe	vor dem Riß		nach dem Riß		Verlängerung Δl Basis: $l = 400 \text{ cm}$	mittlere Dehnung ϵ_m	Anzahl der Trenn- risse T_m	mittlerer Trennriß- abstand T_{srm}	Anzahl der Risse auf den Seiten- flächen m	mittlerer Riß- abstand s_{rm}	mittlere Rißbreite w_m	maximale Rißbreite w_{max}	Dehnsteifigkeit: N/ϵ_m	
	Normalkraft $N_{R,o}$	$\frac{N_{R,o}}{A_s}$	Normalkraft $N_{R,u}$	$\frac{N_{R,u}}{A_s}$									K_D	$k_5 = \frac{K_D}{K_{Di}}$
Nr.	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²	mm	%	-	cm	-	cm	mm	mm	kN · 10 ⁻⁵	-
1	25,70	56,81	24,63	54,43	0,0215 0,0213	0,0054 0,0053								
2	49,70	109,86	48,05	106,21	0,0518 0,0567	0,0129 0,0142								
3	64,85	143,35	63,40	140,14	0,0797 0,0772	0,0199 0,0193								
4	84,35	186,45	66,00	145,89	0,1047 0,4422	0,0262 0,1105	1	400	2	200	0,097	0,140	$\frac{32,19}{5,97}$	1,000 0,186
5	91,90	203,14	76,05	168,11	1,0965	0,2741							2,77	0,086
5a			74,58	164,85	1,1329	0,2832	2	200	5	80	0,107	0,180	2,63	0,082
6	90,28	199,55	75,60	167,11	1,4364	0,3591	3	133	8	50	0,106	0,200	2,11	0,065
7	116,70	257,96	101,40	224,14	3,1758	0,7939	3	133	13	31	0,151	0,294	1,28	0,040
8			98,45	217,62	3,2218	0,8054							1,22	0,038
9	119,80	264,82	107,35	237,30	3,7599	0,9400	4	100	14	29	0,168	0,308	1,14	0,035
10	129,60	286,48	111,93	247,41	4,6165	1,1541	4	100	22	18	0,141	0,309	0,97	0,030
11	165,30	365,39	160,80	355,45	6,9310 6,9091	1,7328 1,7273	5	80	29	14	0,183	0,437	(0,95) 0,93	(0,030) 0,029
12	208,05	459,89	187,30	414,02	8,8133 8,4231	2,2033 2,1058	5	80	30	13	0,211	0,526	(0,94) 0,89	(0,029) 0,028
13	250,00	252,62	242,73	536,54	10,6096 10,5917	2,6524 2,6479	5	80	30	13	0,272	0,659	(0,94) 0,92	(0,029) 0,028
14	260,15	575,06			19,6480	4,9120							(0,53)	(0,016)

Tabelle 3.17: Vergleich der gemessenen Endrißabstände $s_{rm,e}^R$ mit den nach Rehm/Martin errechneten $s_{rm,e}^R$ und Ermittlung des Faktorenproduktes $k_2 \cdot k_3$

Versuch	d_s/μ [cm]	Rechnung s_{rme}^R [cm]	Versuch s_{rme}^R [cm]	$k_2 \cdot k_3 = \frac{s_{rme}^V - 4,5}{d_s/\mu}$
W 1	289	37,0	28,6	0,0834
T 2	424	52,1	17,4	0,0304
W 2	283	36,3	11,4	0,0244
M 3	509	61,7	26,7	0,0436
M 4	318	40,2	12,5	0,0252
T 1	424	52,1	15,4	0,0257
E 1	424	52,1	19,0	0,0342
T 3	424	52,1	19,0	0,0342
E 3	424	52,1	13,3	0,0208

Mittelwert:

$$k_2 \cdot k_3 = 0,0298$$

$$V = 24,7 \%$$

Tab.: 3.18: Quotienten w_{\max}/w_m

Versuch	W 1	T 2	W2	M3	M4	T1	E1	T3	E3
w_{\max}/w_m für alle Laststufen	1,455	2,169	1,200	1,000	1,299	2,000	1,418	1,231	1,443
	1,750	2,479	1,719	2,143	1,505	2,152	1,645	1,178	1,682
	1,926	2,056	1,371	2,518	1,907	1,981	1,628	1,357	1,887
	1,674	1,912	1,709	2,511	1,964	2,006	1,699	1,564	1,947
	2,497	2,088	2,159	2,410	1,905	1,975	1,659	1,815	1,833
		2,840	2,522	2,531	2,139	2,072	1,677	2,294	2,191
		2,923	2,571	2,207		2,137	1,596	1,856	2,388
				2,177				1,948	2,493
								2,095	2,423
Anzahl der Laststufen n	5	7	7	8	6	7	7	9	9
Mittelwert je Versuch	1,860	2,352	1,293	2,187	1,786	2,046	1,618	1,704	2,032

Mittelwert aus allen Versuchen und Laststufen:

$$n = 65 \quad w_{\max}/w_m = 1,946 \quad s = 0,419 \quad v = 0,215$$

Tab. 4.1: Auswertung der Endrißabstandsformel

$$s_{rm,e} = c_b + y \cdot s + k_2 \cdot k_3 \cdot k_6 \cdot k_7 \cdot d_s / \mu_{eff}$$

$$y = 0,29$$

$$k_2 \cdot k_3 = 0,116$$

$$b_{eff} = c_b + 8,1 \cdot d_s$$

Versuch	d_s [mm]	$tot A_s$ [cm ²]	μ [%]	k_6	k_7	s [cm]	b_{eff} [cm]	μ_{eff} [%]	d_s / μ_{eff} [cm]	$s_{rm,e}^R$ [cm]	$s_{rm,e}^V$ [cm]	Abweichung $R - V$ [cm]
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
W 1	12	4,52	0,415	0,8888	1,0	25,8	12,72	0,698	171,9	28,2	28,6	- 0,39
T 2	12	4,52	0,283	0,8888	1,0	8,8	12,72	1,111	108,0	16,7	17,4	- 0,71
W 2	12	6,79	0,424	0,8888	1,0	4,4	12,72	1,666	72,0	11,7	11,4	0,30
M 3	20	6,28	0,393	0,8888	1,0	16,0	19,20	1,022	195,7	27,8	26,7	1,12
M 4	8 + 16	6,03	0,377	0,8888	1,0	4,4	(12,72)	1,481	81,0	12,6	12,5	0,13
T 1	12	4,52	0,283	0,8888	0,8835	8,8	12,72	1,111	108,0	15,4	15,4	- 0,01
E 1	12	4,52	0,283	1,0	1,0	8,8	12,72	1,111	108,0	18,1	19,0	- 0,92
T 3	12	4,52	0,283	0,8888	1,1753	8,8	12,72	1,111	108,0	18,4	19,0	- 0,36
E 3	12	4,52	0,283	0,6063	1,0	8,8	12,72	1,111	108,0	13,2	13,3	- 0,15

Tab. 4.2:

Auswertung der Rißmessungen

Versuch W 1

$$k_4^{\text{CEB}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \left[1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right]$$

$$k_4^{\text{RAO}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \sqrt{1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}}}$$

$$l_o = \left[1 - \frac{k_4^{\text{CEB}}}{\mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right] \cdot s_{\text{rm},e}^v$$

Laststufe	$\sigma_{\text{SR},u}$	w_m	Faktor k_4		l_o	m	$\frac{\Sigma l_o}{l}$	k_5	cal k_5
[-]	[N/mm ²]	[mm]	CEB [N/mm ²]	RAO [N/mm ²]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7	139,70	0,055	0,712	0,833	7,72	2	0,039	0,234	0,525
9 d	179,05	0,160	0,484	0,778	17,51	9	0,394	0,060	0,099
10	279,18	0,309	0,471	0,958	21,69	12	0,651	0,045	0,062
11	365,72	0,386	0,706	1,343	20,69	14	0,724	0,043	0,056
12	493,93	0,616	0,501	1,314	24,44	14	0,855	0,042	0,048

$$\mu_{\text{eff}} = 0,698 \%$$

$$E_s = 1,9599 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\text{rm},e}^v = 286 \text{ mm}$$

Tab. 4.3:

Auswertung der Rißmessungen

Versuch T 2

$$k_4^{\text{CEB}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \left[1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right]$$

$$k_4^{\text{RAO}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \sqrt{1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}}}$$

$$l_o = \left[1 - \frac{k_4^{\text{CEB}}}{\mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right] \cdot s_{\text{rm},e}^v$$

Laststufe	$\sigma_{\text{SR},u}$	w_m	Faktor k_4		l_o	m	$\frac{\Sigma l_o}{l}$	k_5	cal k_5
[-]	[N/mm ²]	[mm]	CEB [N/mm ²]	RAO [N/mm ²]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7	207,75	0,083	1,2704	1,7124	7,82	4	0,078	0,249	0,274
8 b	228,80	0,121	1,029	1,617	10,35	7	0,181	0,120	0,140
10 c	246,62	0,143	0,952	1,615	11,35	14	0,397	0,067	0,069
11 b	364,12	0,251	0,907	1,916	13,50	23	0,776	0,036	0,037
12	418,11	0,297	0,932	2,081	13,91	23	0,800	0,035	0,036
13	487,60	0,363	0,879	2,182	14,58	23	0,838	0,034	0,034
14	565,11	0,650	(0)	(0)	17,40	23	~ 1	0,019	0,029

$$\mu_{\text{eff}} = 1,111 \%$$

$$E_s = 1,958 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\text{rm},e}^v = 174 \text{ mm}$$

Tab. 4.4:

Auswertung der Reißmessungen

Versuch W 2

$$k_4^{\text{CEB}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \left[1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right]$$

$$k_4^{\text{RAO}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \sqrt{1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}}}$$

$$\ell_o = \left[1 - \frac{k_4^{\text{CEB}}}{\mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right] \cdot s_{\text{rm},e}^v$$

Laststufe	$\sigma_{\text{SR},u}$	w_m	Faktor k_4		ℓ_o	m	$\frac{\sum \ell_o}{\ell}$	k_5	cal k_5
[-]	[N/mm ²]	[mm]	CEB [N/mm ²]	RAO [N/mm ²]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4	173,43	0,125	(0)	(0)	11,40	1	0,029	0,363	0,603
5	183,29	0,096	0,305	0,965	10,26	3	0,077	0,241	0,364
6	186,64	0,124	(0)	(0)	11,40	6	0,171	0,107	0,205
7	206,28	0,110	0,287	0,994	10,45	15	0,392	0,059	0,101
9	266,19	0,132	0,656	1,705	9,71	21	0,510	0,046	0,080
10	259,26	0,115	1,027	2,106	8,69	30	0,652	0,037	0,063
11	449,05	0,189	2,070	3,935	8,25	35	0,721	0,034	0,058

$$\mu_{\text{eff}} = 1,666 \%$$

$$E_s = 1,9591 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\text{rm},e}^v = 114 \text{ mm}$$

$$k_4^{\text{CEB}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{sR}} \cdot \left[1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm,e}}^v \cdot \sigma_{\text{sR}}} \right]$$

$$k_4^{\text{RAO}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{sR}} \cdot \sqrt{1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm,e}}^v \cdot \sigma_{\text{sR}}}}$$

$$\ell_o = \left[1 - \frac{k_4^{\text{CEB}}}{\mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{sR}}} \right] \cdot s_{\text{rm,e}}^v$$

Laststufe	$\sigma_{\text{sR,u}}$	w_m	Faktor k_4		ℓ_o	m	$\frac{\Sigma \ell_o}{\ell}$	k_5	cal k_5
[-]	[N/mm ²]	[mm]	CEB [N/mm ²]	RAO [N/mm ²]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	108,80	0,060	0,655	0,853	10,98	1	0,027	0,271	0,602
4	122,25	0,112	0,396	0,703	18,24	3	0,137	0,141	0,229
5	163,90	0,137	0,631	1,028	16,64	5	0,208	0,092	0,164
6	152,76	0,141	0,487	0,872	18,37	7	0,322	0,060	0,113
8	191,89	0,166	0,696	1,168	17,22	9	0,387	0,055	0,096
9	193,45	0,160	0,758	1,224	16,46	12	0,494	0,048	0,076
10	249,79	0,208	0,968	1,572	16,58	13	0,539	0,047	0,071
11	382,91	0,316	1,505	2,427	16,43	15	0,616	0,045	0,062

$$\mu_{\text{eff}} = 1,022 \%$$

$$E_s = 1,9907 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\text{rm,e}}^v = 267 \text{ mm}$$

Tab. 4.6:

Auswertung der Rißmessungen

Versuch M 4

$$k_4^{\text{CEB}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \left[1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right]$$

$$k_4^{\text{RAO}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \sqrt{1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}}}$$

$$\ell_o = \left[1 - \frac{k_4^{\text{CEB}}}{\mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right] \cdot s_{\text{rm},e}^v$$

Laststufe	$\sigma_{\text{SR},u}$	w_m	Faktor k_4		ℓ_o	m	$\frac{\Sigma \ell_o}{\ell}$	k_5	cal k_5
[-]	[N/mm ²]	[mm]	CEB [N/mm ²]	RAO [N/mm ²]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	137,70	0,077	0,222	0,637	11,14	3	0,084	0,247	0,318
6	141,10	0,093	(0)	(0)	12,50	10	0,313	0,093	0,111
7	180,90	0,107	0,154	0,642	11,78	19	0,560	0,082	0,065
9	246,20	0,140	0,342	1,117	11,33	24	0,680	0,051	0,055
10	350,50	0,189	0,730	1,947	10,74	27	0,725	0,049	0,051
11	387,00	0,202	0,946	2,351	10,40	32	0,832	0,048	0,045

$$\mu_{\text{eff}} = 1,481 \%$$

$$E_s = 1,9919 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\text{rm},e}^v = 125 \text{ mm}$$

$$k_4^{\text{CEB}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \left[1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right]$$

$$k_4^{\text{RAO}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \sqrt{1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm},e}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}}}$$

$$\ell_o = \left[1 - \frac{k_4^{\text{CEB}}}{\mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right] \cdot s_{\text{rm},e}^v$$

Laststufe	$\sigma_{\text{SR},u}$	w_m	Faktor k_4		ℓ_o	m	$\frac{\Sigma \ell_o}{\ell}$	k_5	cal k_5
[-]	[N/mm ²]	[mm]	CEB [N/mm ²]	RAO [N/mm ²]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	217,24	0,160	0,171	0,642	14,31	3	0,107	0,163	0,216
6	218,23	0,138	0,490	1,090	12,29	8	0,246	0,075	0,107
7	247,52	0,155	0,577	1,260	12,17	14	0,426	0,045	0,065
8	256,42	0,157	0,648	1,359	11,90	20	0,595	0,032	0,047
10	356,00	0,228	0,759	1,733	12,44	23	0,716	0,033	0,040
11	439,72	0,274	1,045	2,259	12,11	25	0,757	0,033	0,037
12	505,32	0,311	1,255	2,654	11,96	26	0,777	0,033	0,037

$$\mu_{\text{eff}} = 1,111 \%$$

$$E_s = 1,943 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\text{rm},e}^v = 154 \text{ mm}$$

Tab. 4.8:

Auswertung der Rißmessungen

Versuch E 1

$$k_4^{\text{CEB}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \left[1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm,e}}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right]$$

$$k_4^{\text{RAO}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \sqrt{1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm,e}}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}}}$$

$$l_o = \left[1 - \frac{k_4^{\text{CEB}}}{\mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right] \cdot s_{\text{rm,e}}^v$$

Laststufe	$\sigma_{\text{SR,u}}$	w_m	Faktor k_4		l_o	m	$\frac{\Sigma l_o}{l'}$	k_5	cal k_5
[-]	[N/mm ²]	[mm]	CEB [N/mm ²]	RAO [N/mm ²]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	243,71	0,141	1,093	1,721	11,33	4	0,113	0,122	0,207
6 b	286,42	0,211	0,766	1,562	14,42	5	0,180	0,081	0,141
7 b	261,72	0,183	0,813	1,537	13,69	11	0,376	0,042	0,073
8	254,32	0,173	0,845	1,545	13,32	18	0,599	0,025	0,047
10	419,38	0,279	1,465	2,613	13,03	21	0,684	0,027	0,041
11	477,20	0,319	1,649	2,957	13,09	21	0,687	0,027	0,041
12	545,82	0,379	1,725	3,234	13,60	21	0,714	0,027	0,040

$$\mu_{\text{eff}} = 1,111 \%$$

$$E_s = 1,958 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\text{rm,e}}^v = 190 \text{ mm}$$

Tab. 4.9:

Auswertung der Rißmessungen

Versuch T 3

$$k_4^{\text{CEB}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \left[1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm,e}}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right]$$

$$k_4^{\text{RAO}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \sqrt{1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm,e}}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}}}$$

$$\ell_o = \left[1 - \frac{k_4^{\text{CEB}}}{\mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right] \cdot s_{\text{rm,e}}^v$$

Laststufe	$\sigma_{\text{SR,u}}$	w_m	Faktor k_4		ℓ_o	m	$\frac{\Sigma \ell_o}{\ell}$	k_5	cal k_5
[-]	[N/mm ²]	[mm]	CEB [N/mm ²]	RAO [N/mm ²]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	125,37	0,065	0,643	0,946	10,23	1	0,026	0,190	0,531
4	156,48	0,107	0,504	0,936	13,50	1	0,034	0,201	0,464
5	196,95	0,154	0,411	0,948	15,43	6	0,231	0,065	0,113
6	214,69	0,179	0,319	0,873	16,46	9	0,370	0,043	0,074
7	239,01	0,200	0,347	0,960	16,51	14	0,578	0,029	0,049
9 a	266,09	0,218	0,440	1,141	16,17	19	0,768	0,023	0,037
10	355,17	0,291	0,588	1,523	16,17	20	0,809	0,024	0,036
11	436,07	0,365	0,633	1,751	16,52	21	0,867	0,023	0,033
12	502,17	0,411	0,836	2,160	16,15	21	0,848	0,023	0,034

$$\mu_{\text{eff}} = 1,111 \%$$

$$E_s = 1,9736 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\text{rm,e}}^v = 150 \text{ mm}$$

Tab. 4.10:

Auswertung der Reißmessungen

Versuch E 3

$$k_4^{\text{CEB}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \left[1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm,e}}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right]$$

$$k_4^{\text{RAO}} = \mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}} \cdot \sqrt{1 - \frac{w_m \cdot E_s}{s_{\text{rm,e}}^v \cdot \sigma_{\text{SR}}}}$$

$$\ell_o = \left[1 - \frac{k_4^{\text{CEB}}}{\mu_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{SR}}} \right] \cdot s_{\text{rm,e}}^v$$

Laststufe	$\sigma_{\text{SR,u}}$	w_m	Faktor k_4		ℓ_o	m	$\frac{\Sigma \ell_o}{\ell}$	k_5	cal k_5
[-]	[N/mm ²]	[mm]	CEB [N/mm ²]	RAO [N/mm ²]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4	145,89	0,097	0,038	0,247	12,99	2	0,065	0,186	0,312
5 a	164,85	0,107	0,085	0,394	12,68	5	0,159	0,082	0,156
6	167,11	0,106	0,126	0,484	12,39	8	0,248	0,065	0,106
7	224,14	0,151	0,025	0,252	13,16	13	0,428	0,040	0,064
9	237,30	0,168	0	0	13,30	14	0,466	0,035	0,059
10	247,41	0,141	0,447	1,109	11,14	22	0,612	0,030	0,046
11	355,45	0,183	0,962	1,949	10,06	29	0,729	0,029	0,039
12	414,02	0,211	1,156	2,306	9,96	30	0,747	0,028	0,038
13	536,54	0,272	1,521	3,011	9,91	30	0,743	0,028	0,038

$$\mu_{\text{eff}} = 1,111 \%$$

$$E_s = 1,954 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\text{rm,e}}^v = 133 \text{ mm}$$

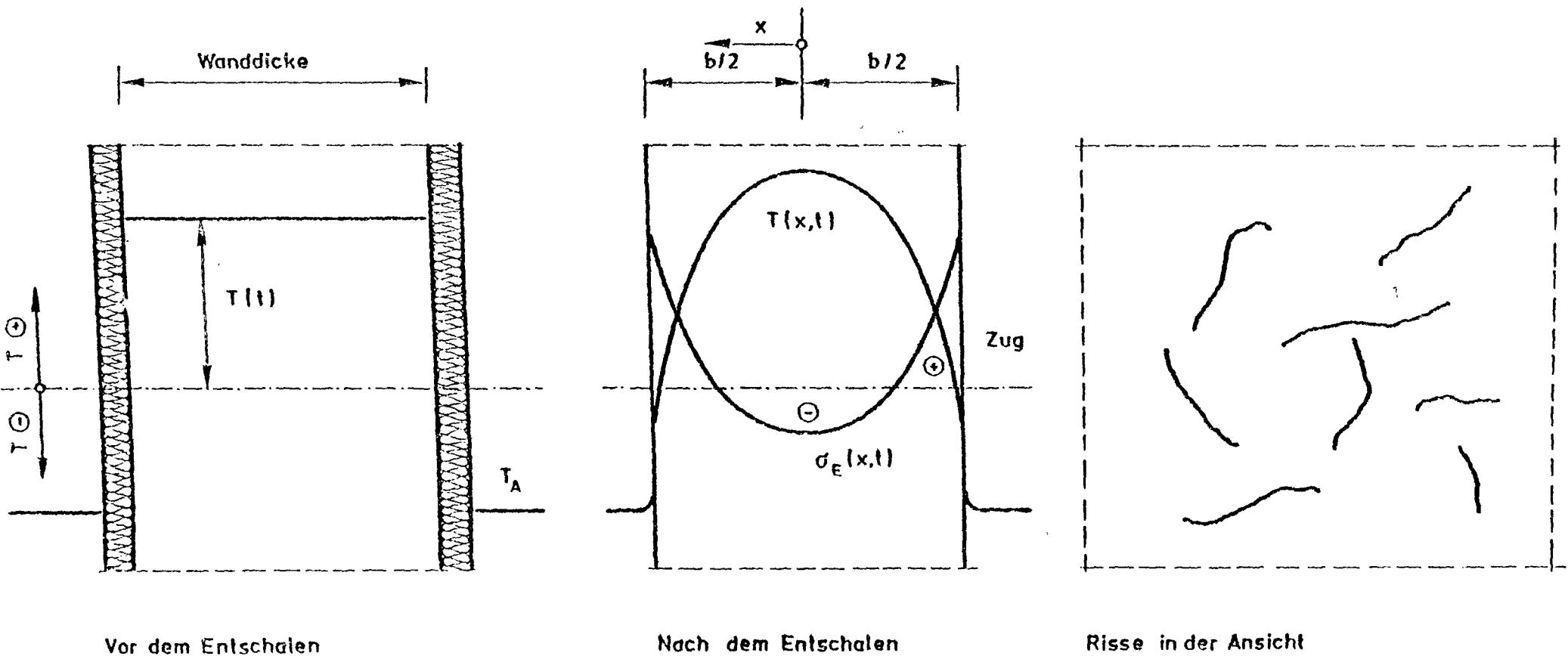
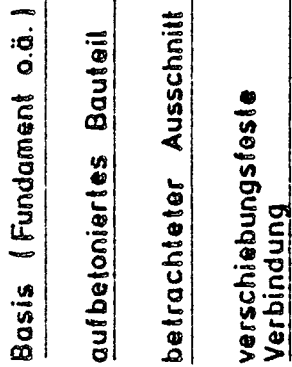


Abb. 1.1: Risse infolge Temperatureigenstressungen in einer dicken Wand



Wandscheibe, betrachtetes Modell

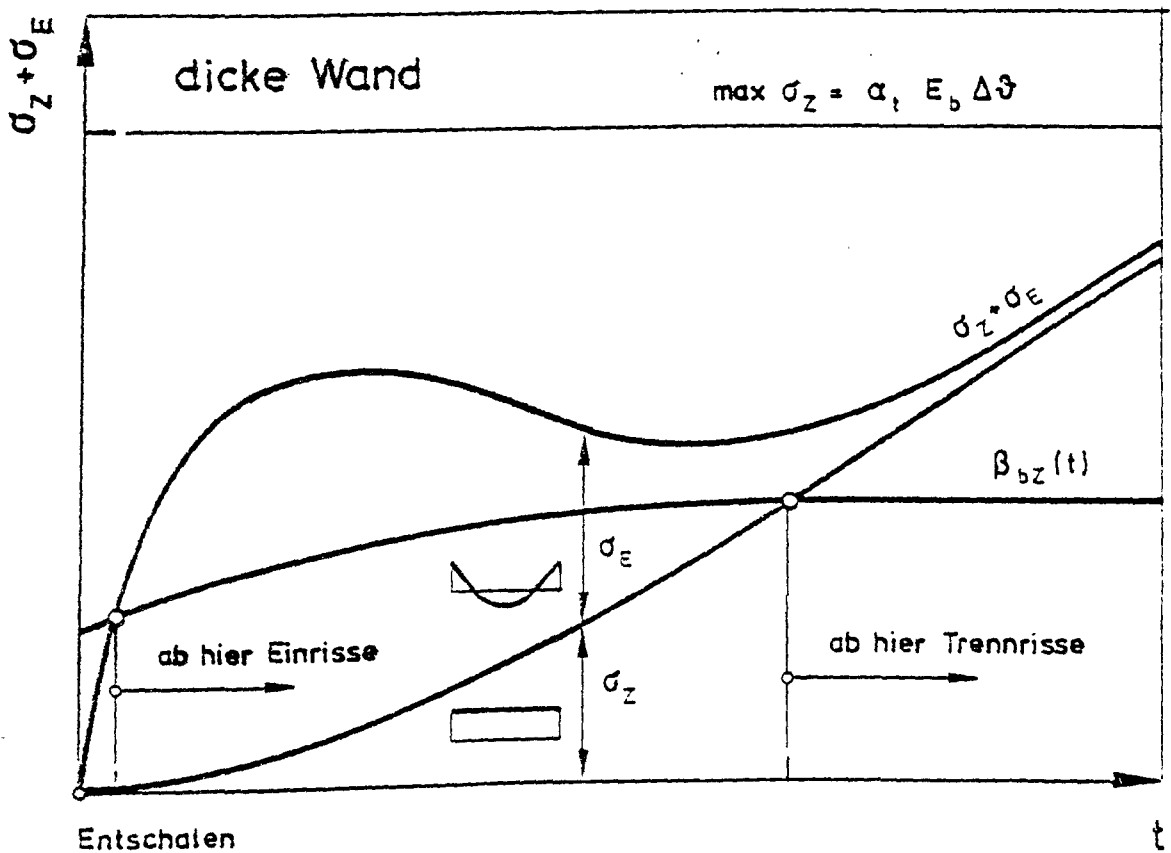
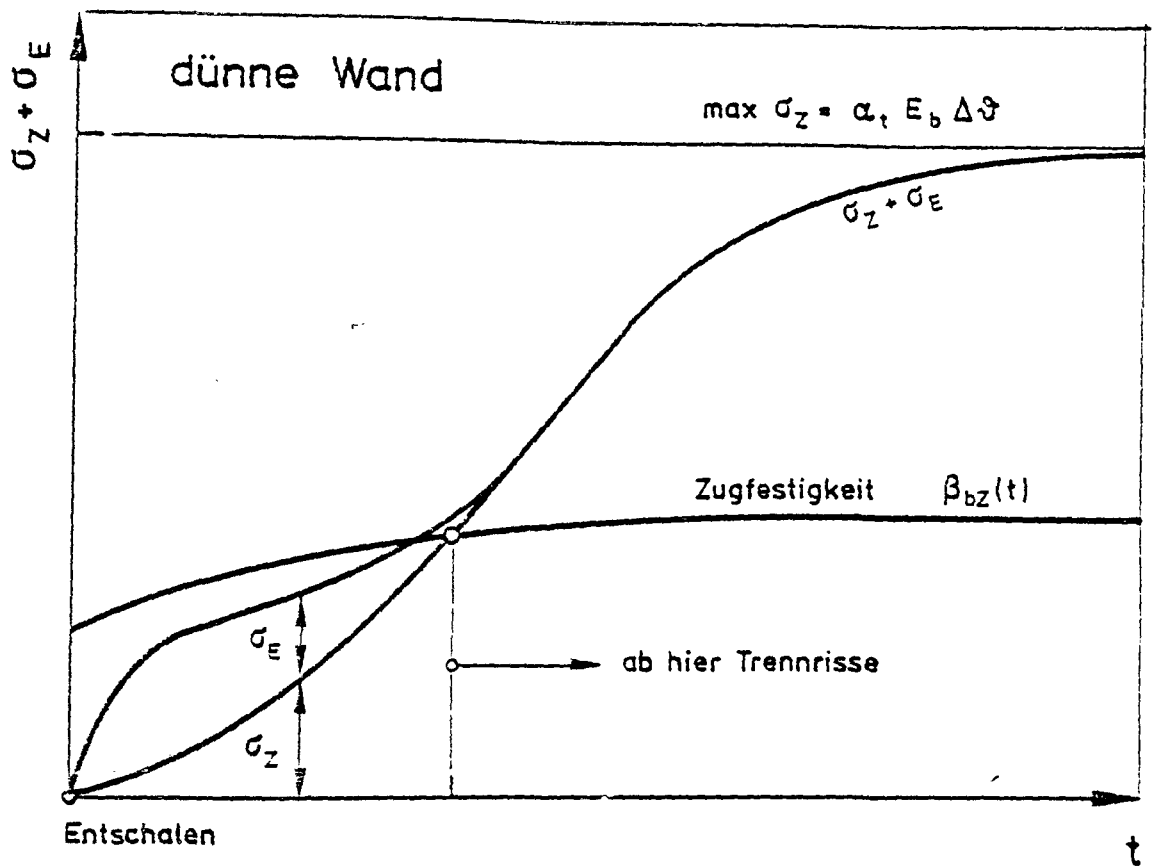


Abb. 1.3: Ablauf der Rißbildung infolge Eigen- und Zwangspannungen bei dünnen und dicken Wänden

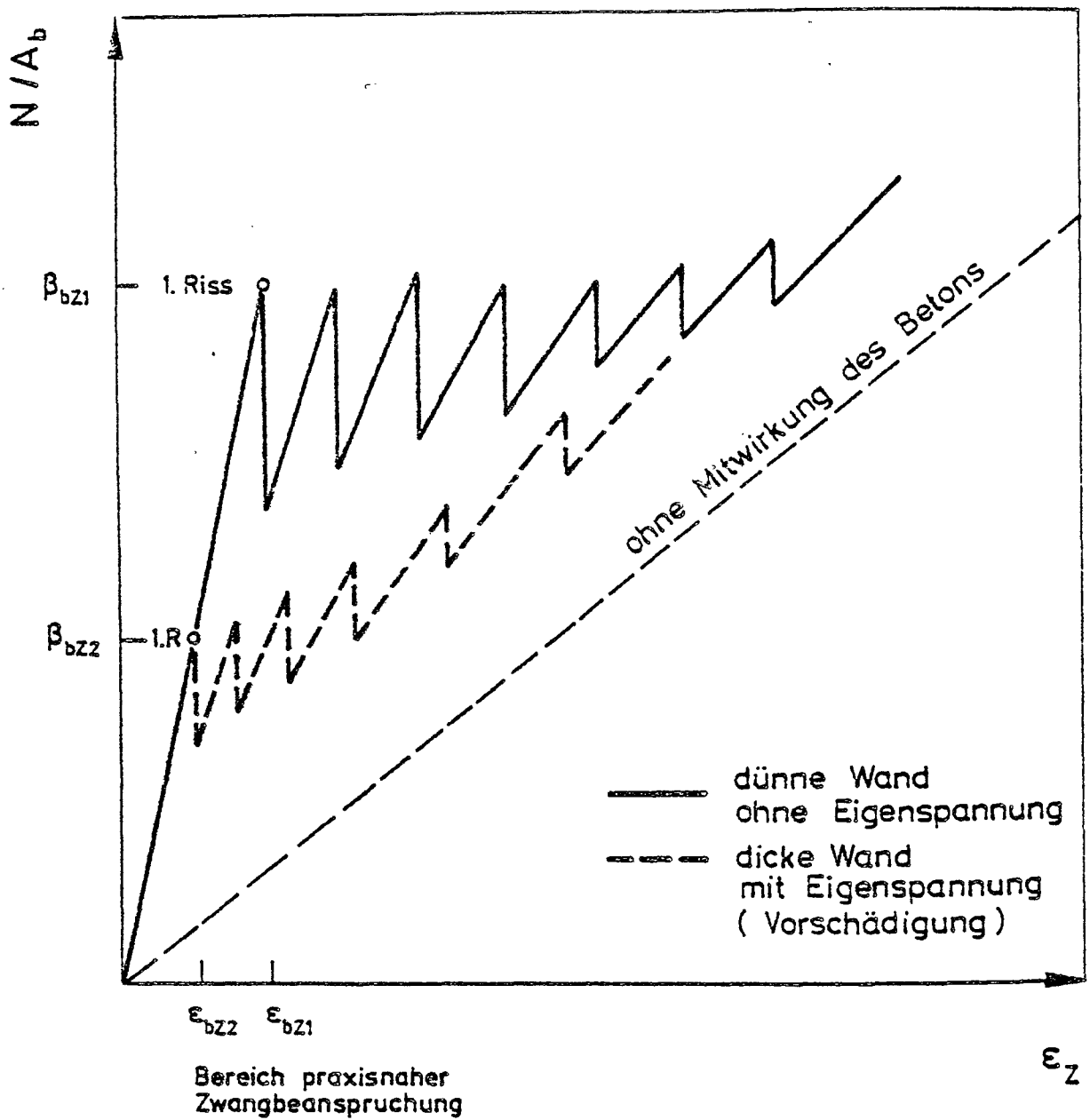


Abb. 1.4: Einfluß von Eigenspannungen auf den Verlauf von Zwangskraft und Rißentwicklung

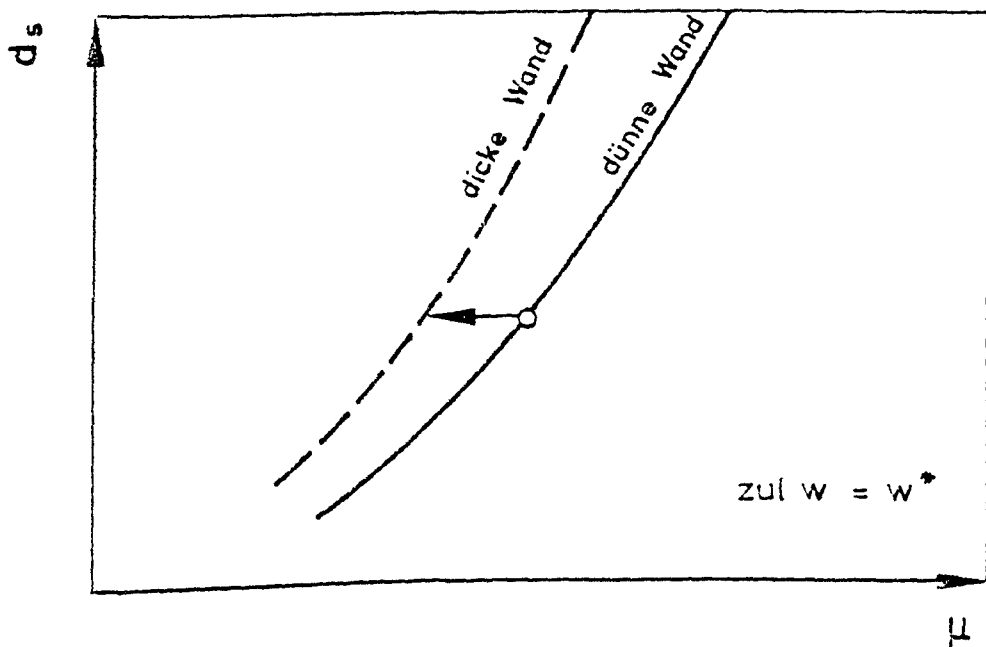
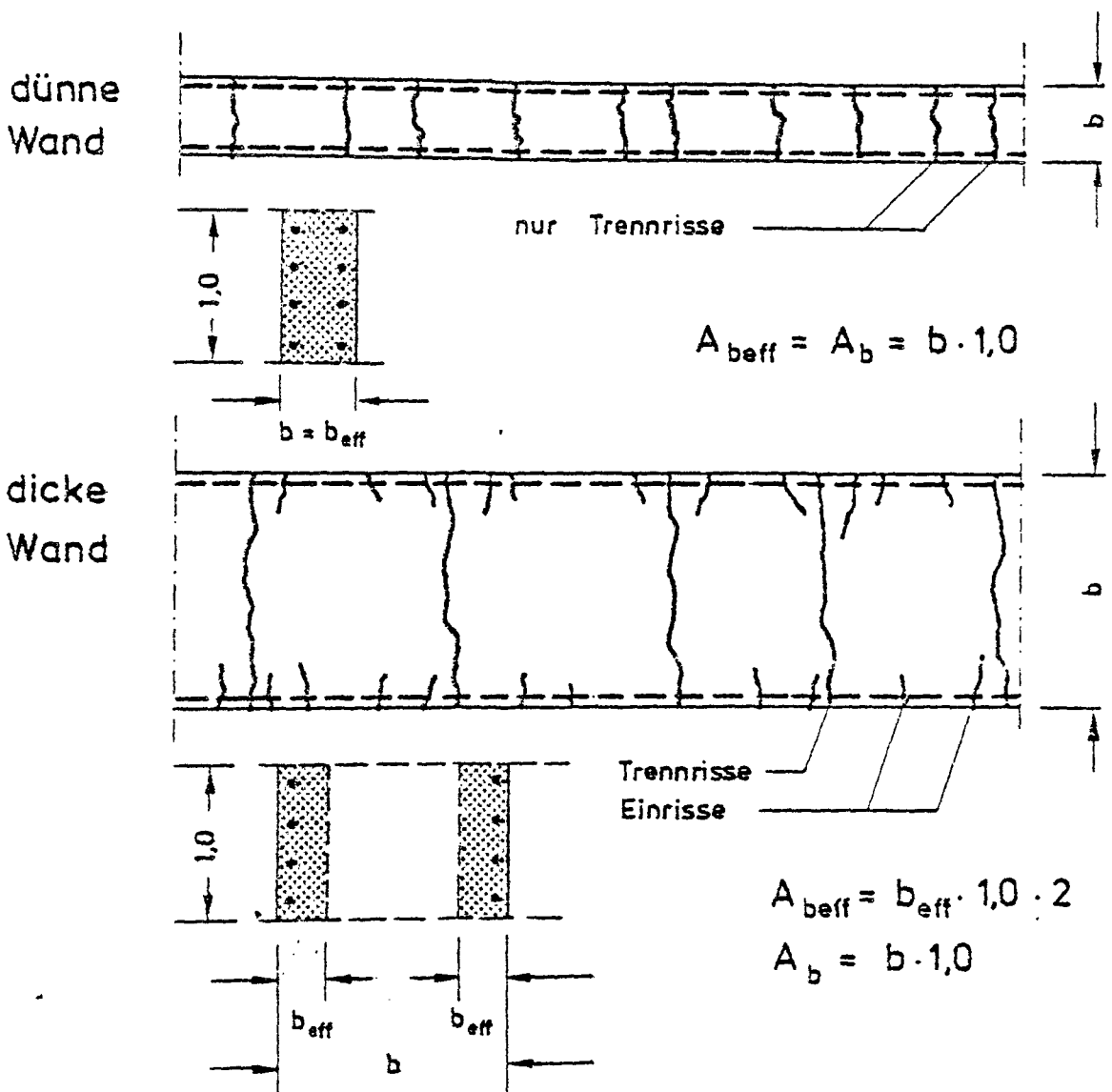


Abb. 1.5: Wirksame Betonzugzone bei dicken Wänden, Einfluß

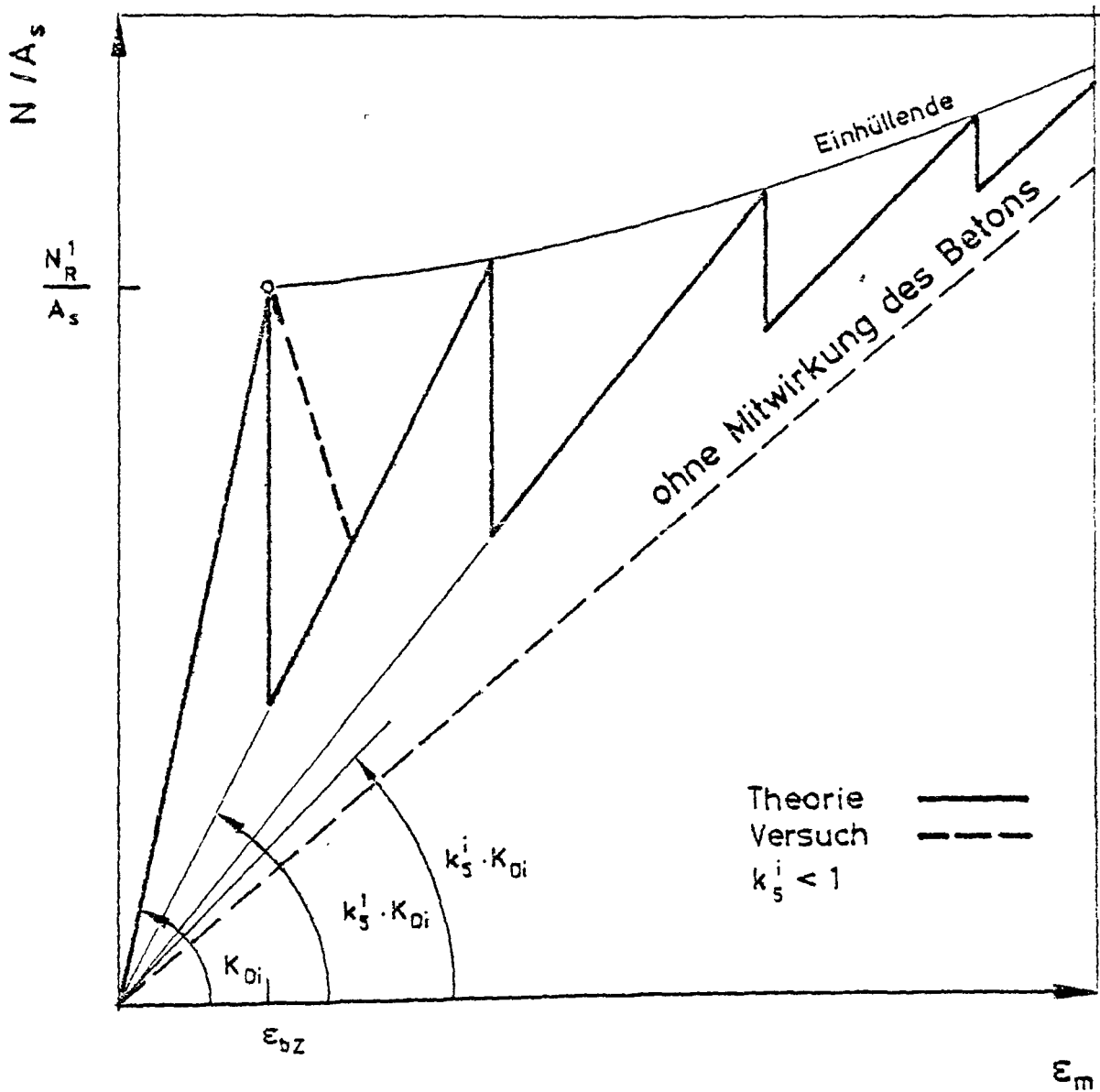


Abb. 2.1: Spannungs-Dehnungs-Linie bei verformungsabhängiger Beanspruchung und Steifigkeitsabnahme durch Rißentwicklung

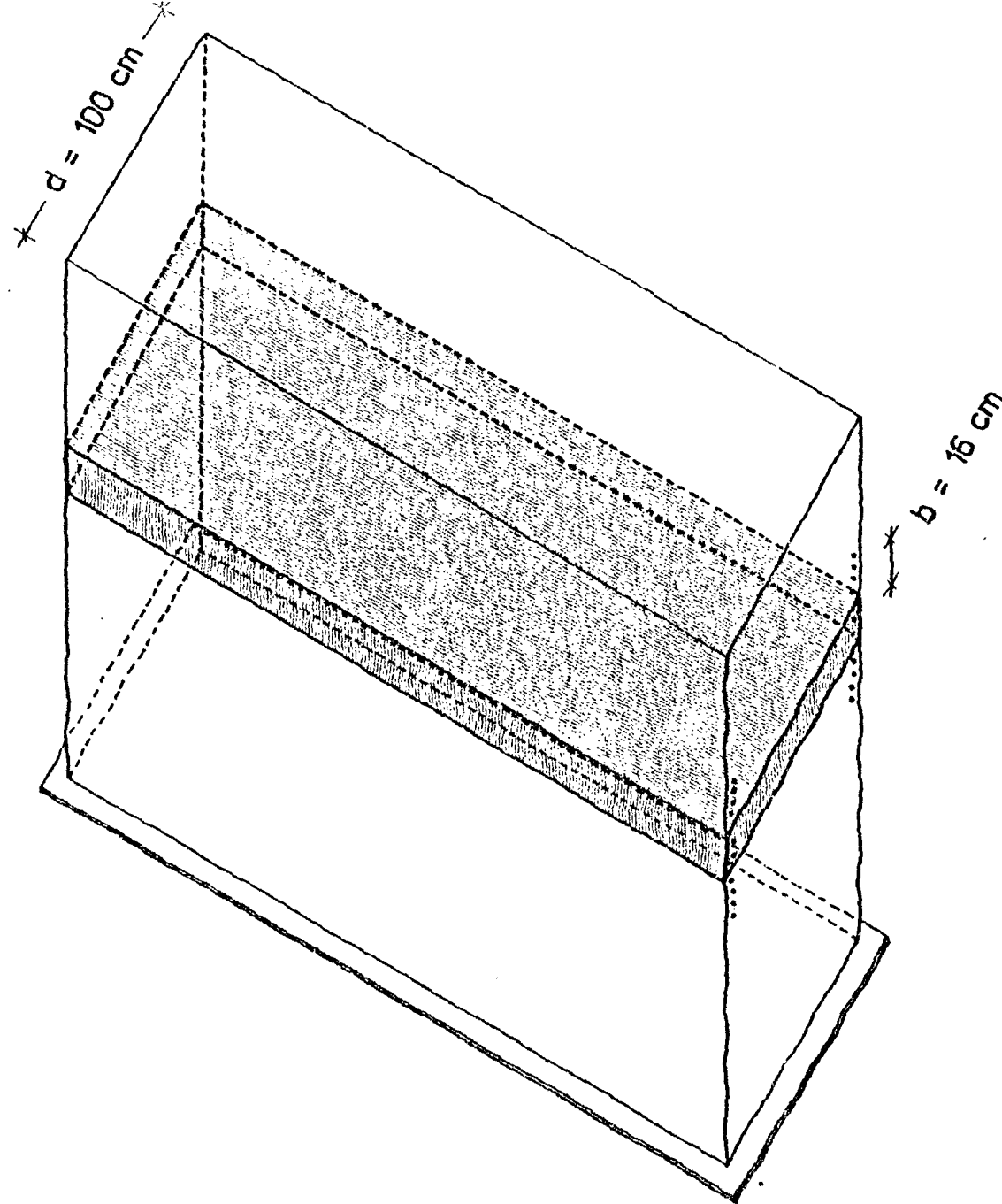


Abb. 3.1: Versuchskörper: Ausschnitt aus dicker Wand

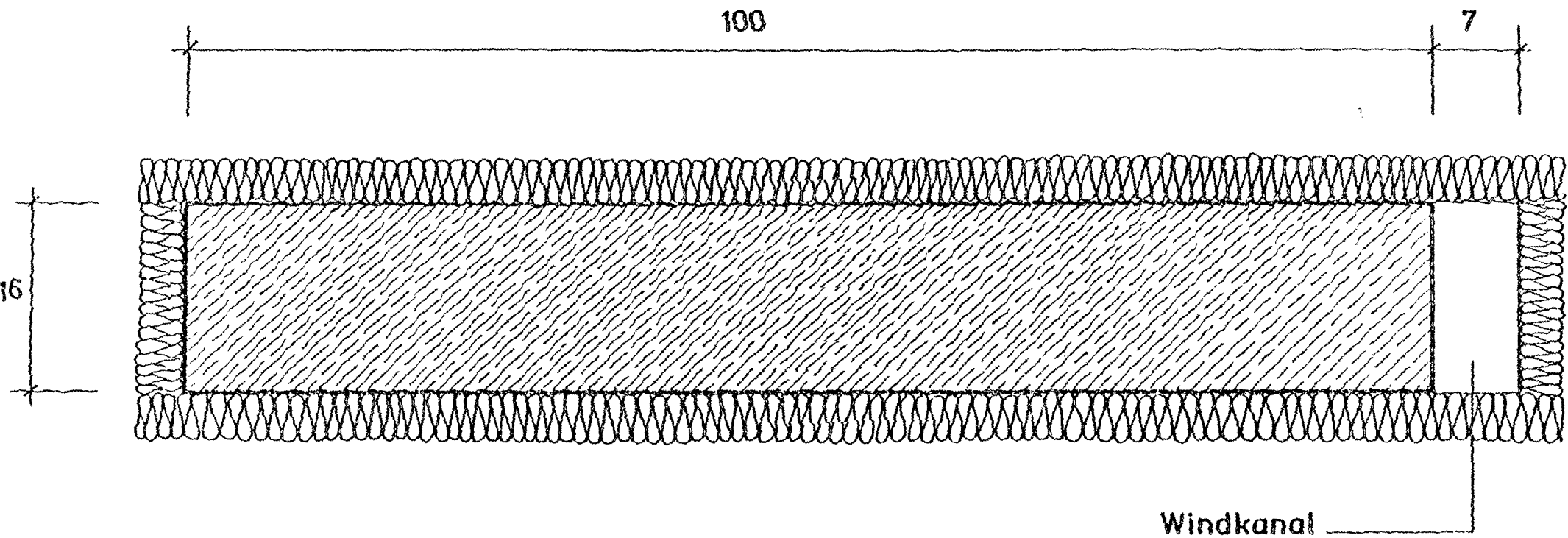


Abb. 3.2: Schnitt durch Versuchskörper und Windkanal (einseitig)

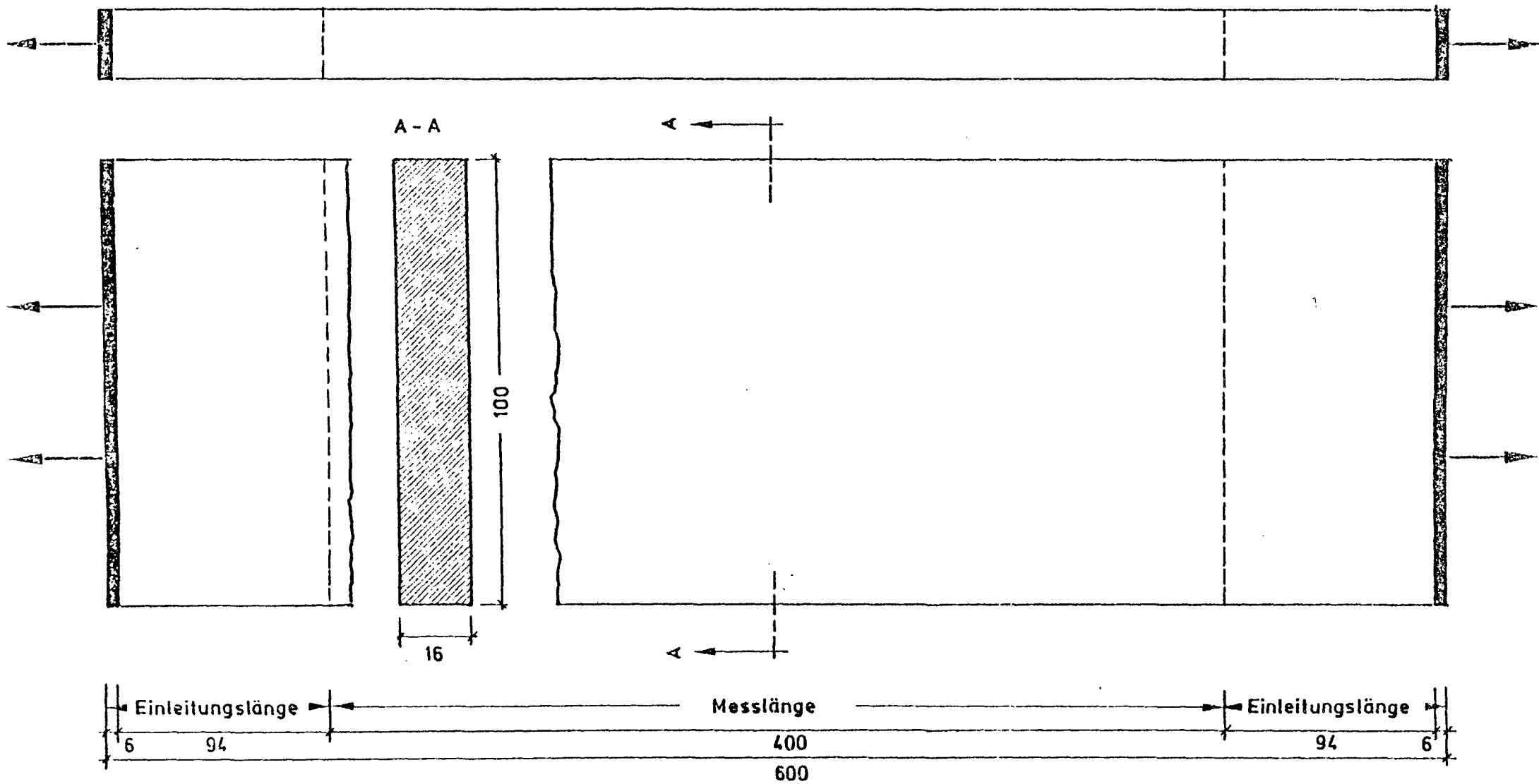


Abb. 3.3: Versuchskörperabmessungen

Reihenfolge

1

2

3

4

5

6

7

8

9

9 Versuche

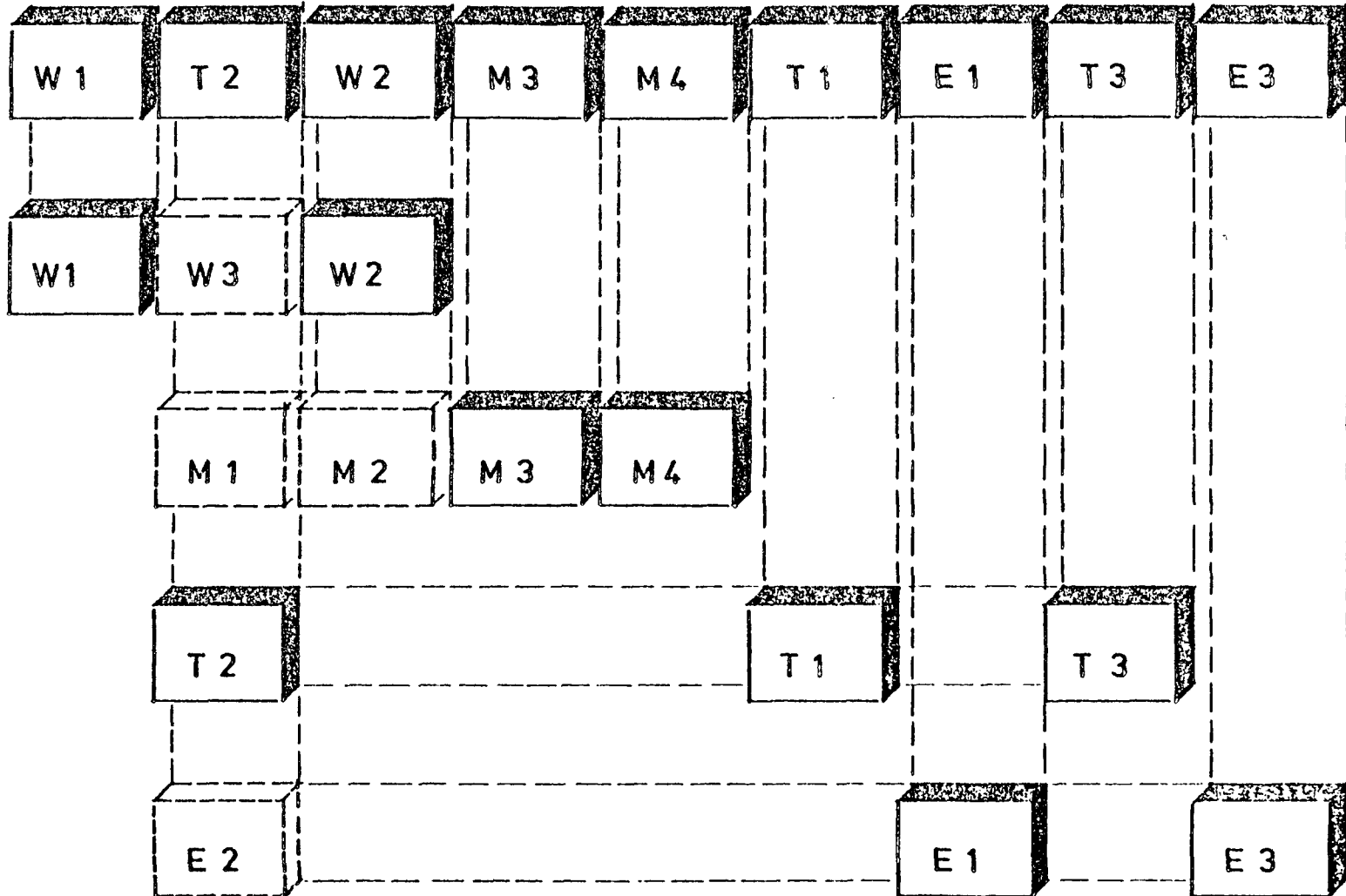
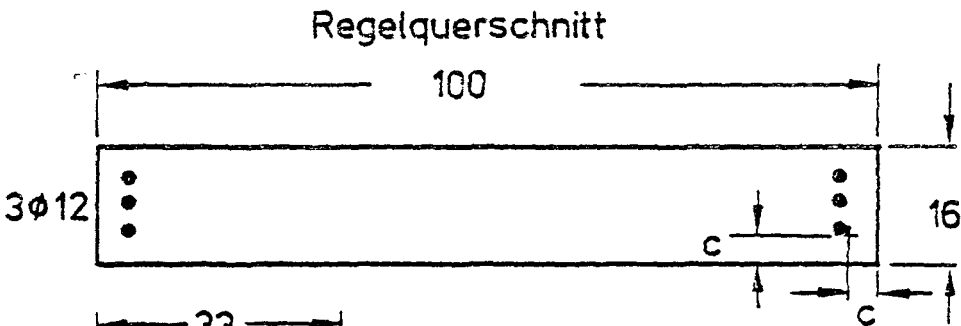


Abb. 3.4: Versuchsreihen, identische Versuche, Reihenfolge

REIHE W

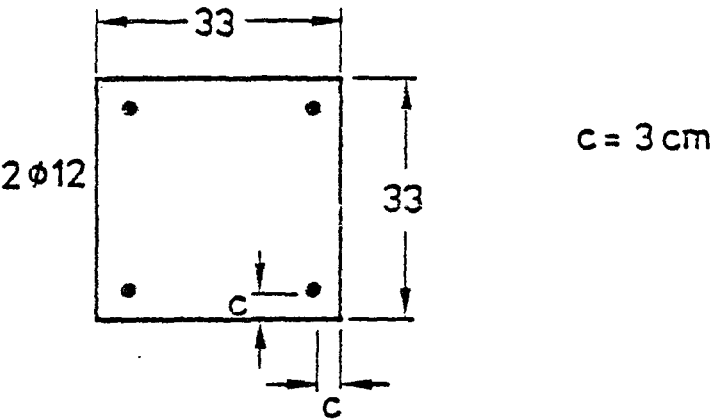
W2

$A_b = 1600 \text{ cm}^2$
 $\mu = 0,42 \%$



W1

$A_b = 1089 \text{ cm}^2$
 $\mu = 0,42 \%$



REIHE M

M1 \equiv T2 \equiv W3

$\mu = 0,28 \%$ 2φ12



M2 \equiv W2

$\mu = 0,42 \%$ 3φ12



M3

d_s - Vergleich

$\mu = 0,39 \%$ 1φ20



M4

$\mu = 0,38 \%$ 1φ16 + 2φ8

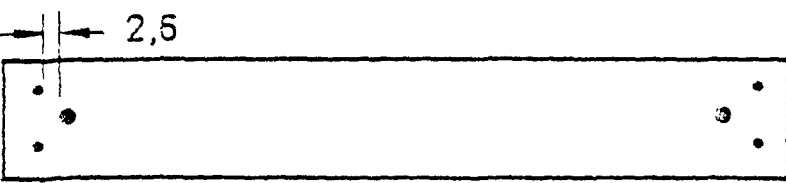
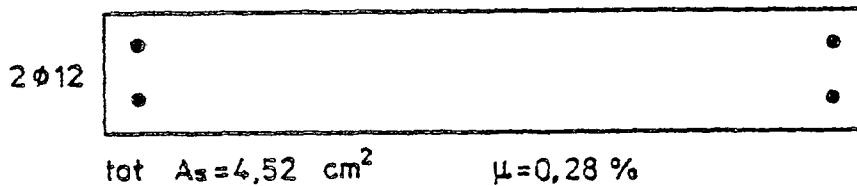


Abb. 3.5: Variable und Querschnitte der Reihen W und M

Querschnitt und Bewehrung der Reihen T und E :



Reihe T : Einfluß der Geschwindigkeit des Zwangaufbaus.

T1	1 Stunde	rasch
T2	3 Stunden	normal
T3	24 Stunden	langsam

Reihe E : Einfluß der Vorschädigung durch Eigenspannungen
infolge unterschiedlicher Außentemperaturen.

E1	+ 20 ⁰ C	warm
E2	+ 5 ⁰ C	normal
E3	- 20 ⁰ C	kalt

Abb. 3.6: Variable der Reihen T und E

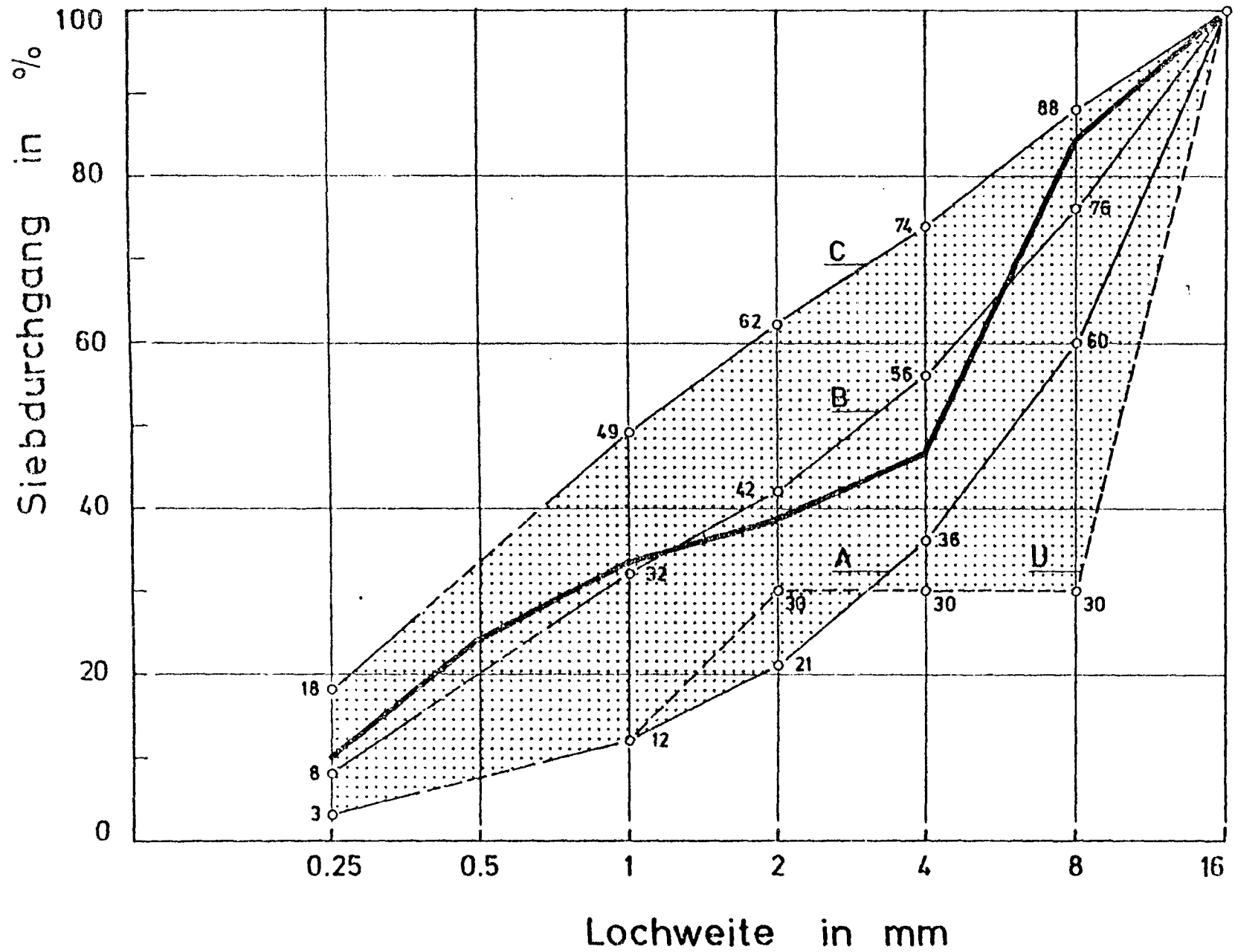


Abb. 3.7: Sieblinie der verwendeten Zuschläge

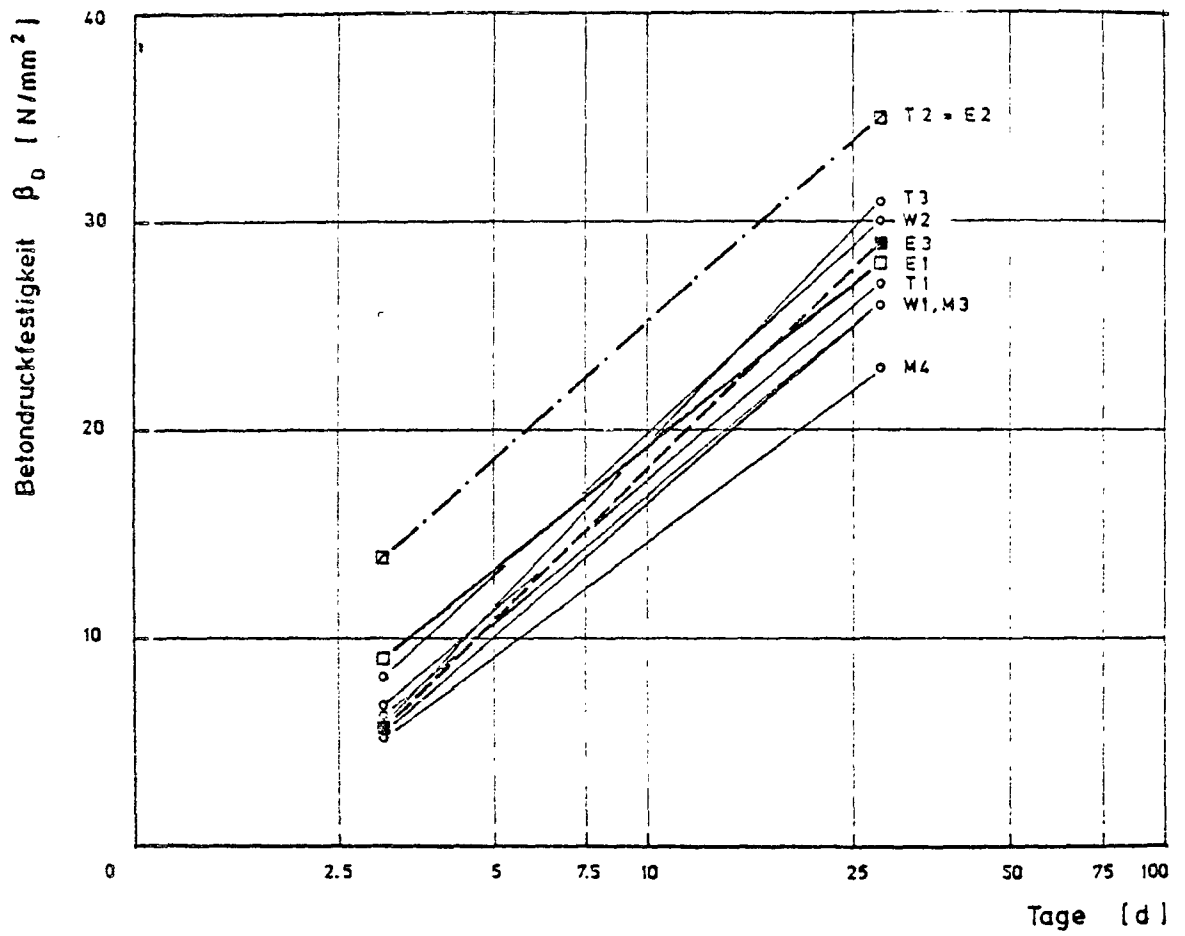
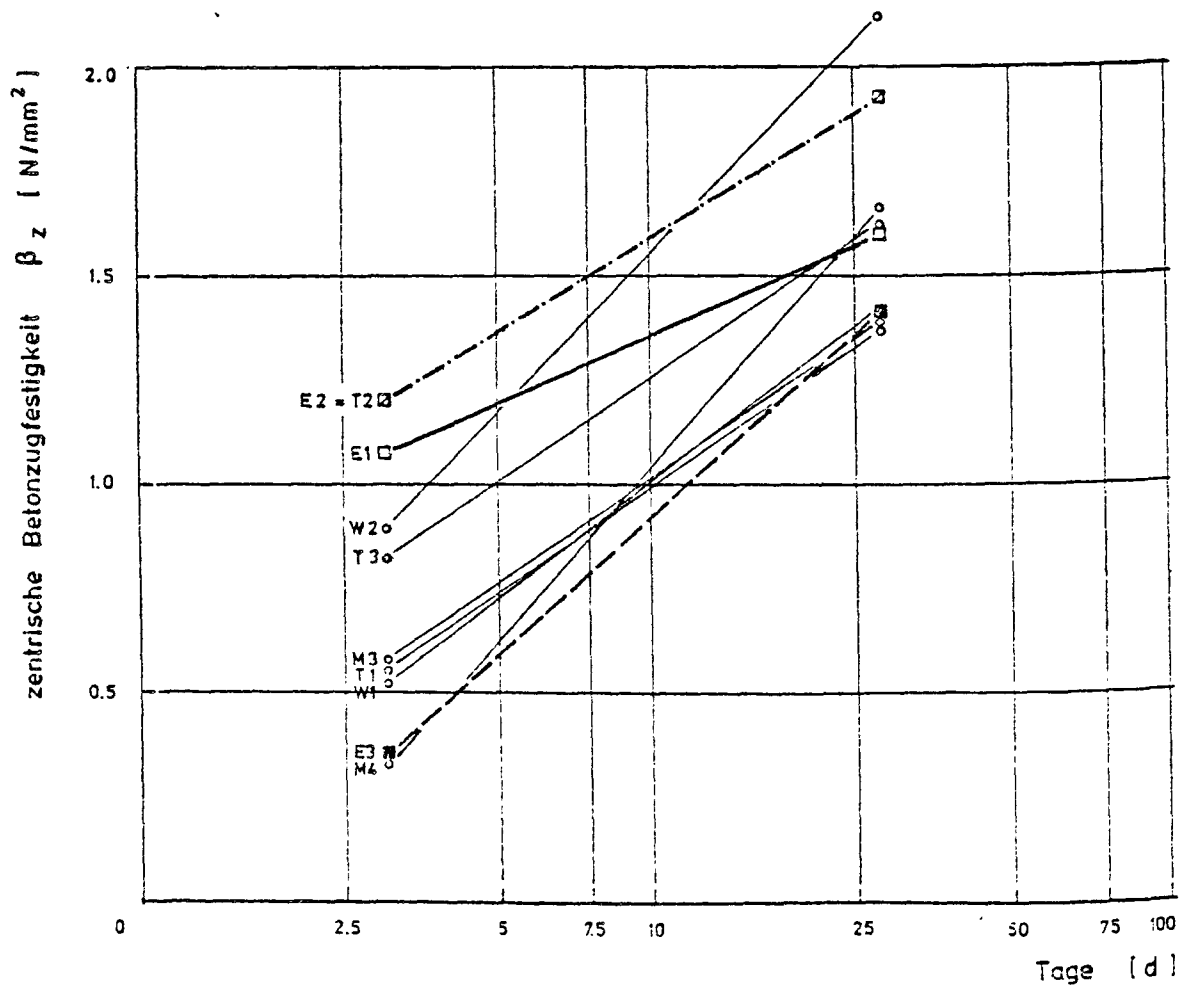


Abb. 3.8: Zeitlicher Verlauf der Betondruckfestigkeit



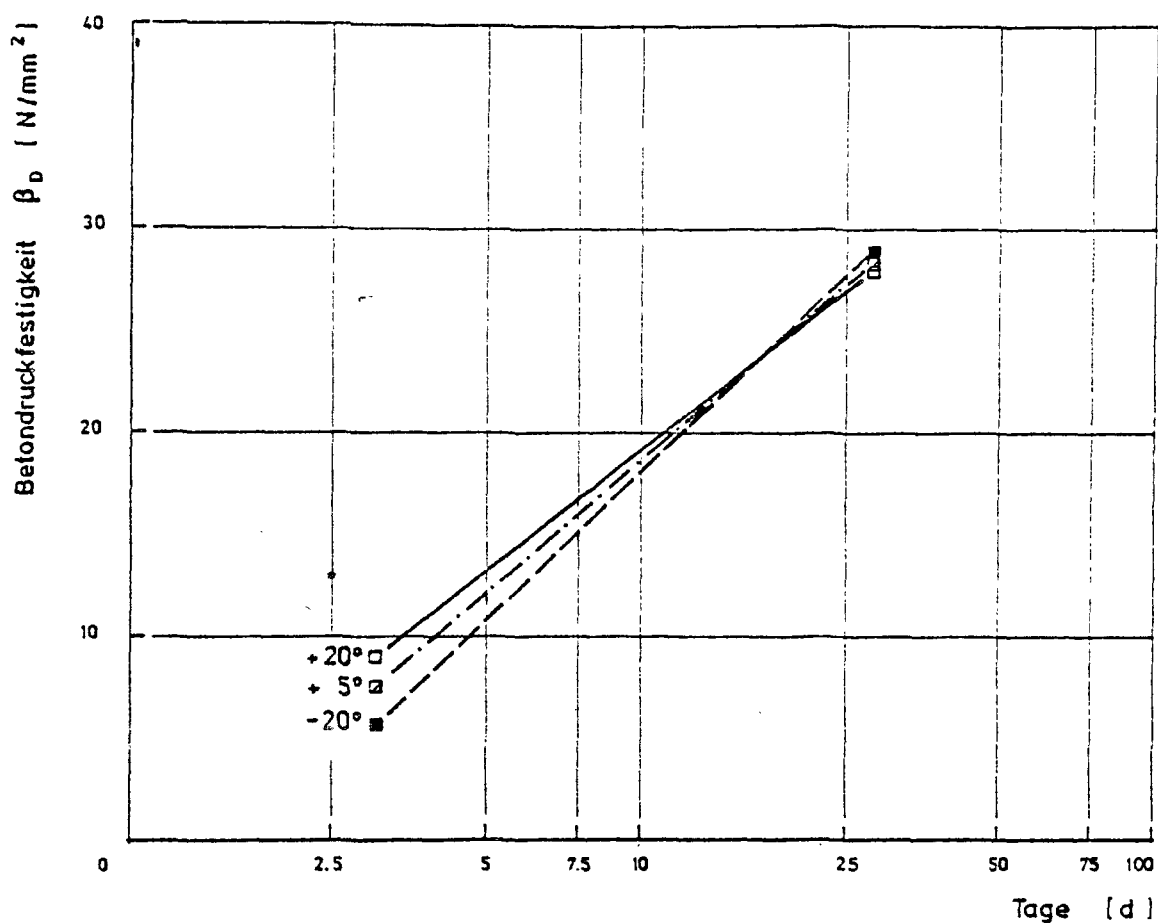


Abb. 3.10: Zeitlicher Verlauf der mittleren Betondruckfestigkeit (Lagerung bei + 5 °C)

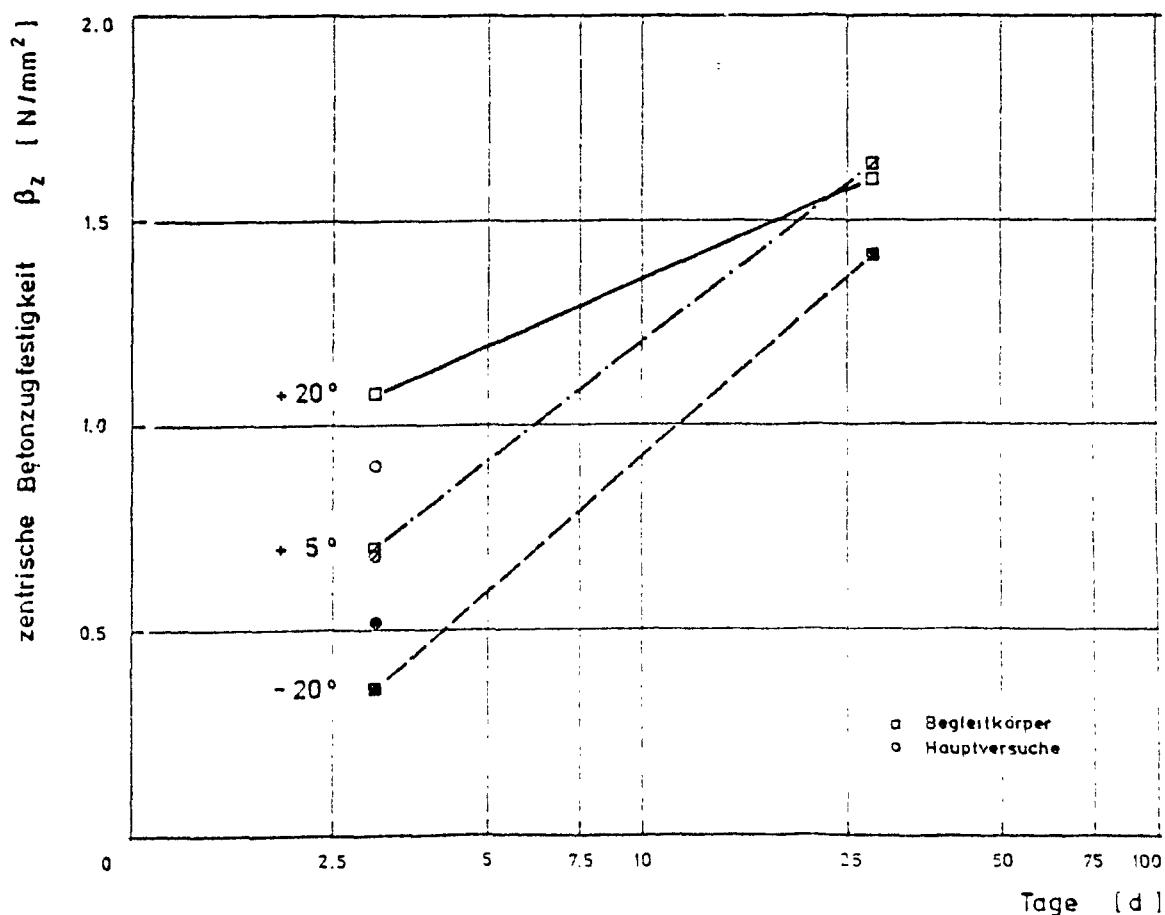


Abb. 3.11: Zeitlicher Verlauf der mittleren Betonzugfestigkeit bei unterschiedlicher Lagerungstemperatur

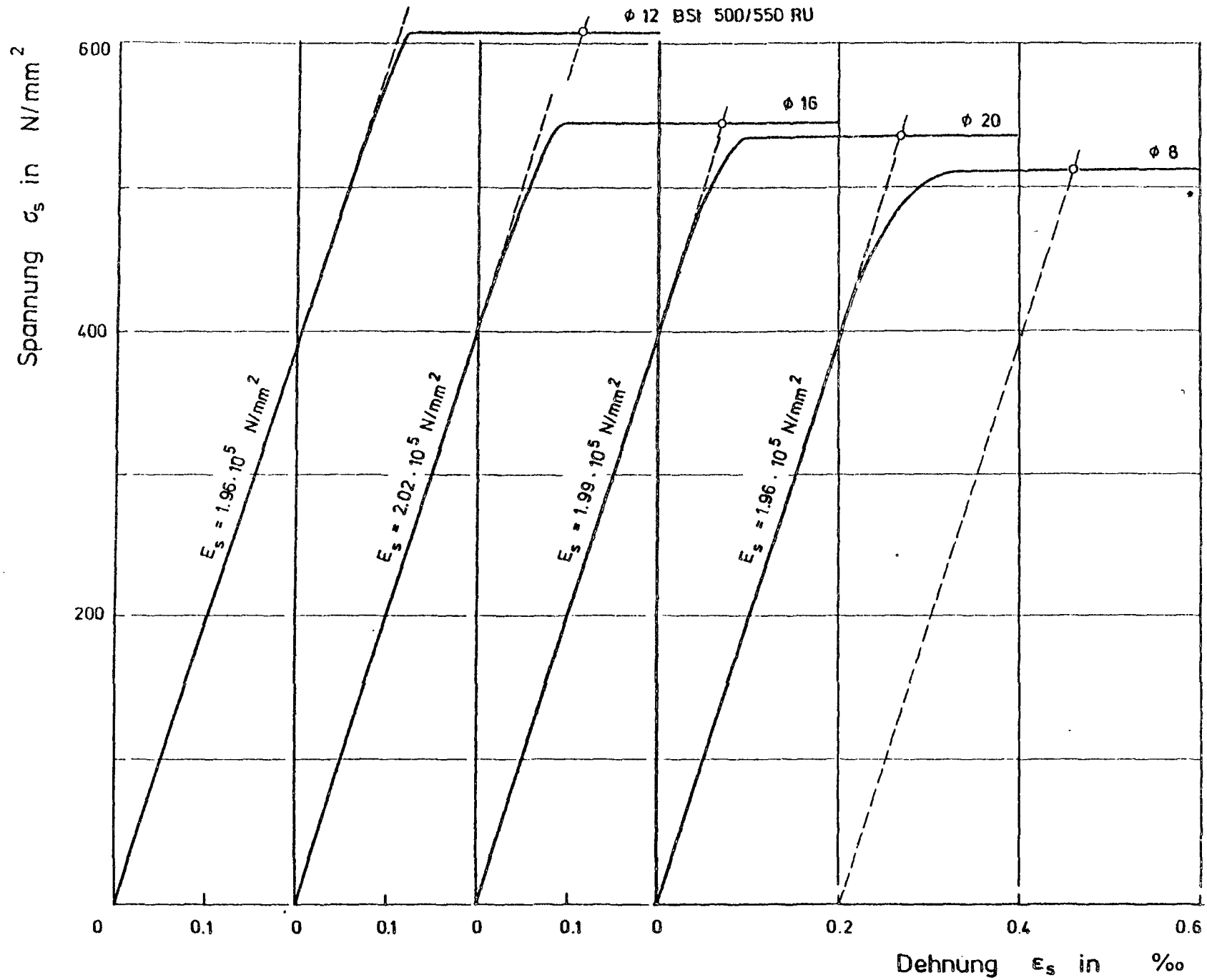


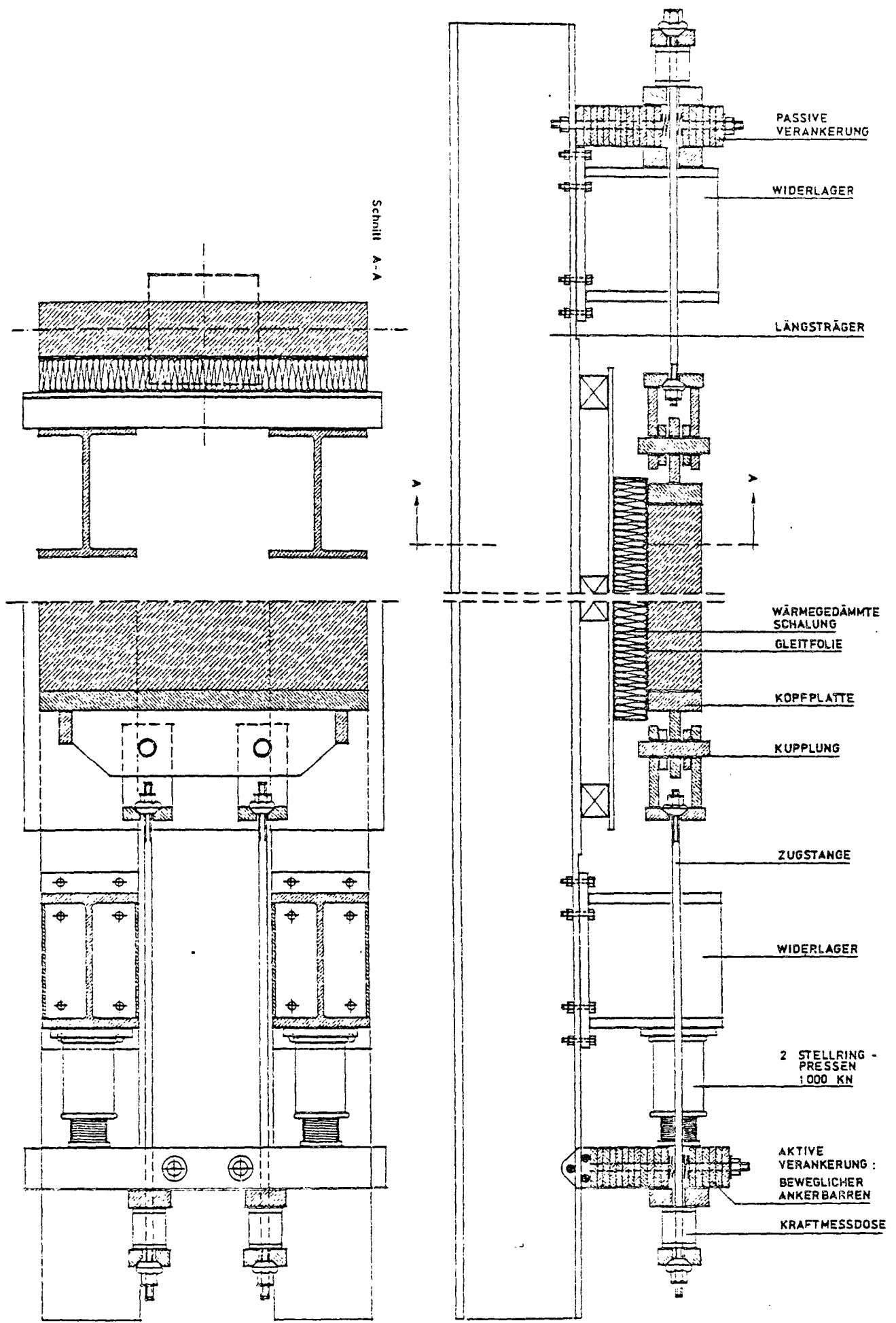
Abb. 3.12: Spannungs-Dehnungs-Linien der verwendeten Stäbe BSt 500/550 RU

Technical drawing of a reinforced concrete beam cross-section and longitudinal view. The cross-section shows a rectangular shape with a total width of 160 mm, a central web width of 86 mm, and two side flanges each 37 mm wide. The longitudinal view shows a beam with a total length of 700 mm, a support width of 60 mm, and a spacing of $s_{bü} = 10$ mm between reinforcement bars. The beam is labeled with a diameter symbol and the value 10.

[illegible]

Abb. 3.13: Bewehrungsplan eines Regelkörpers (Hauptbewehrung: 2 ϕ 12 je Seite)

Abb. 3.14: Prüfrahen und Belastungseinrichtung



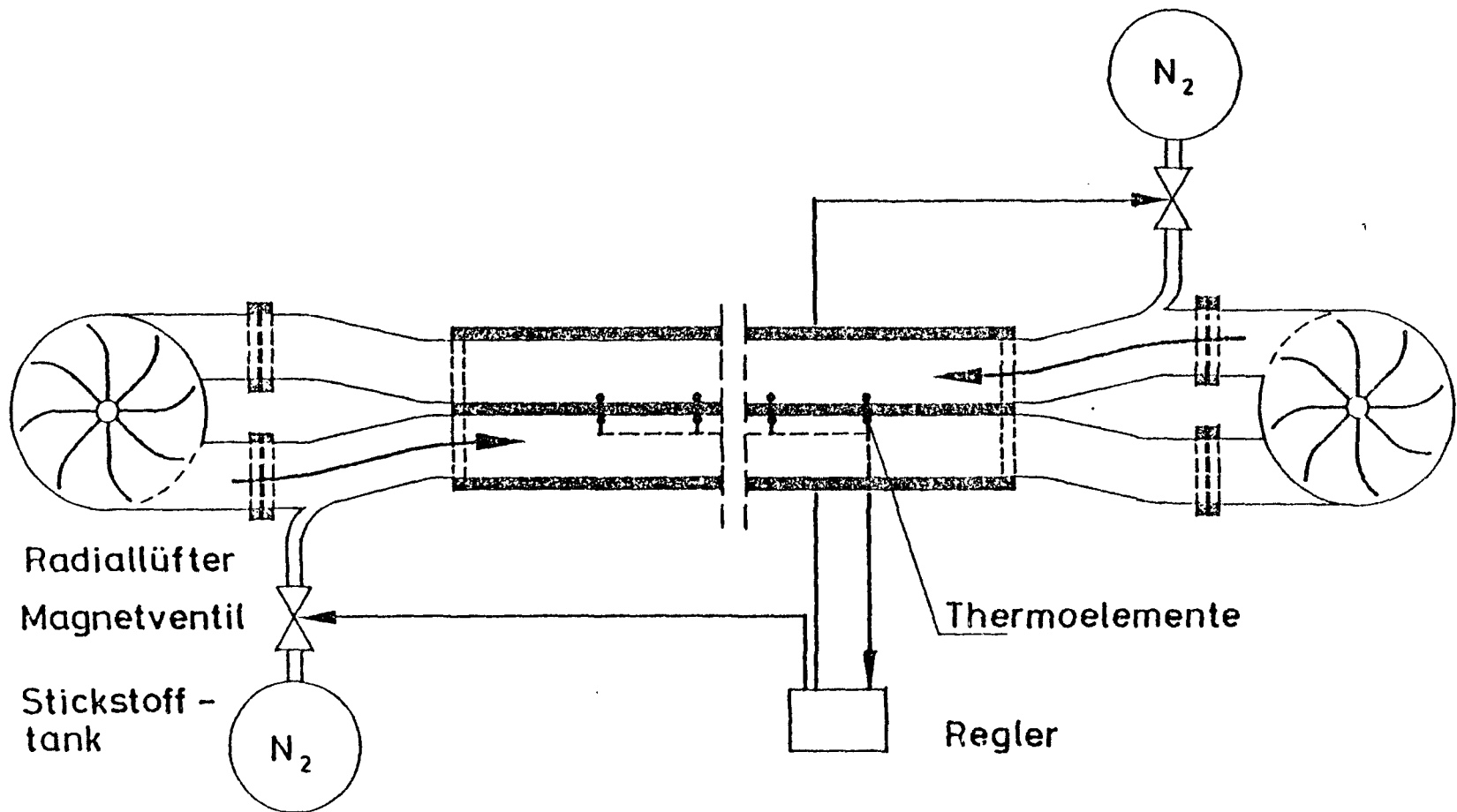


Abb. 3.15: Windkanal mit geschlossenem Kreislauf für Vorversuche

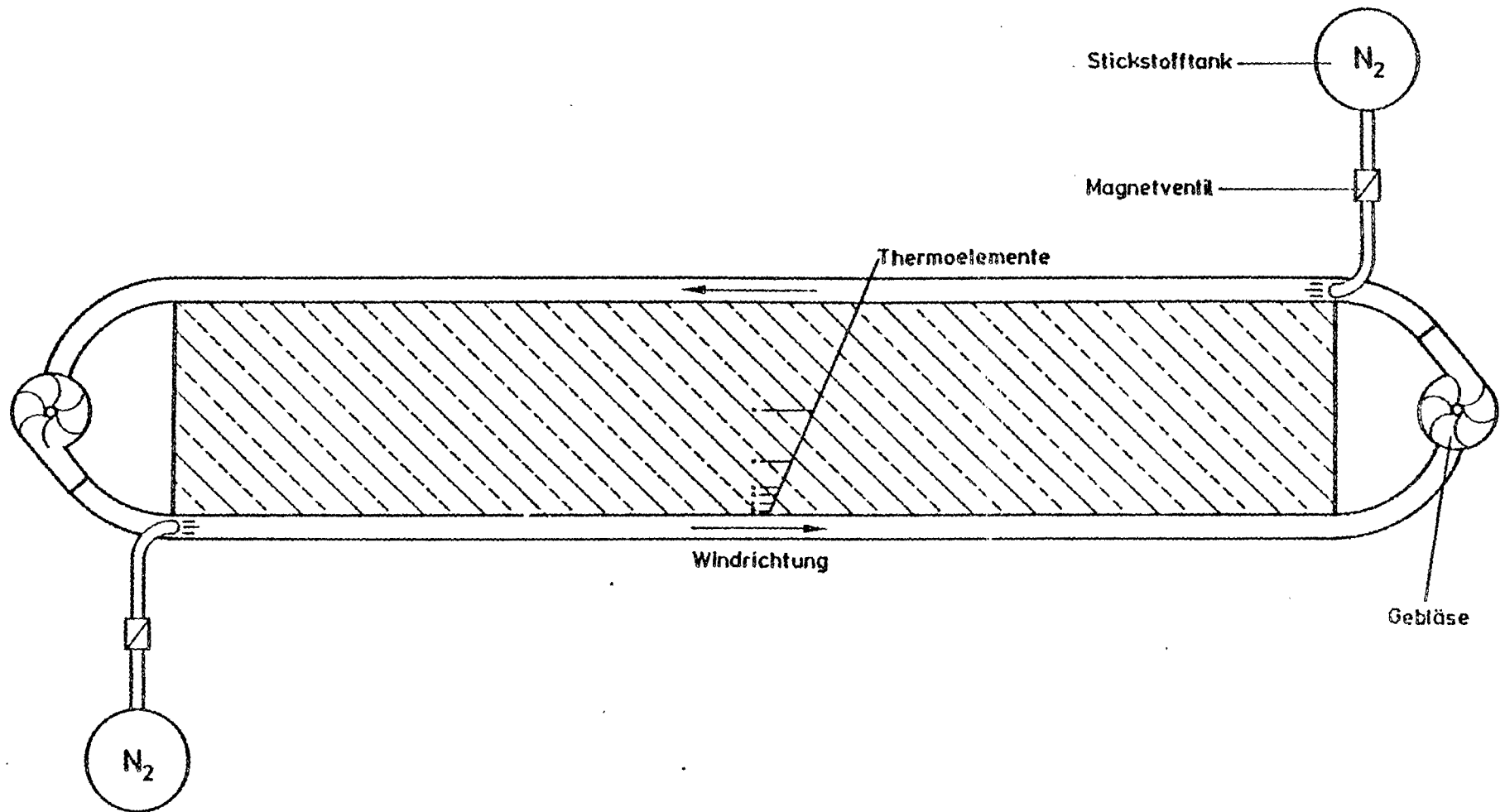


Abb. 3.16: Kühlwindbehandlung der Versuchskörper, schematisch

Versuchsablauf

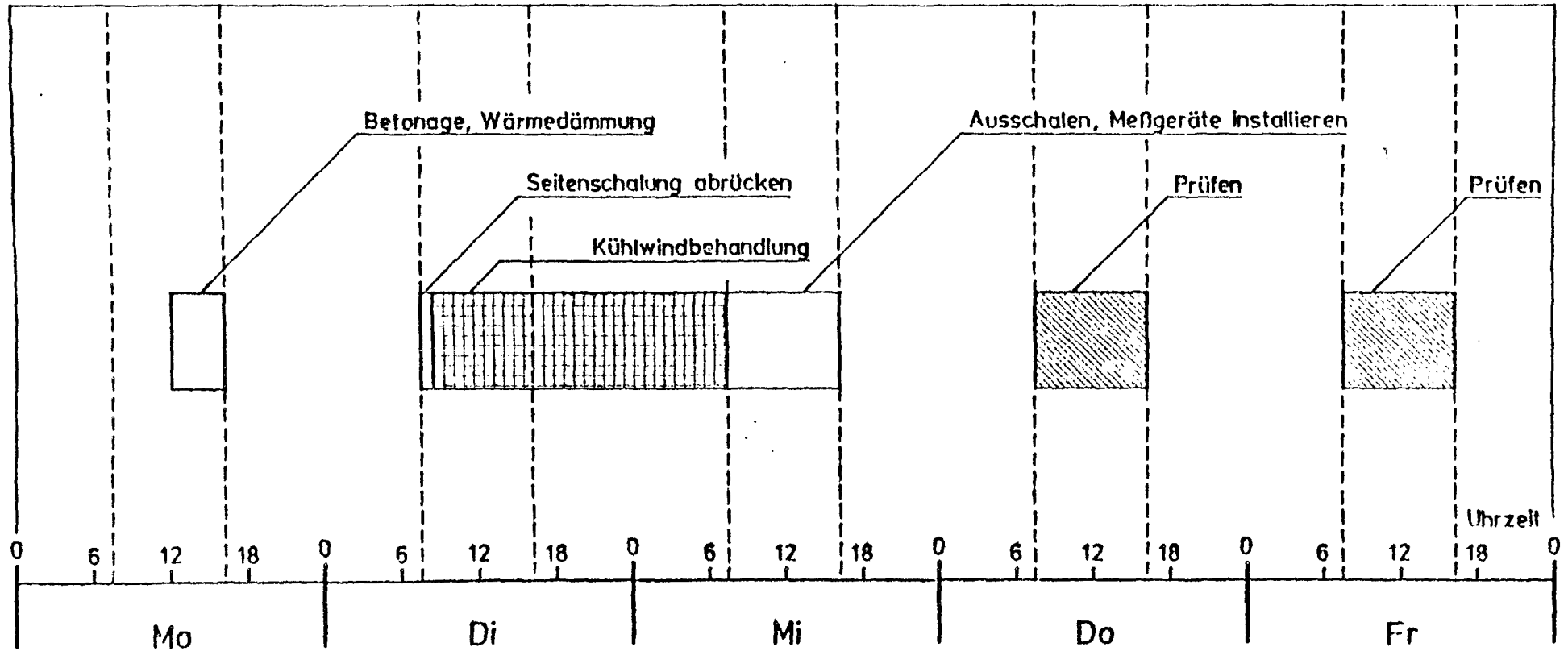


Abb. 3.17: Zeitlicher Versuchsablauf

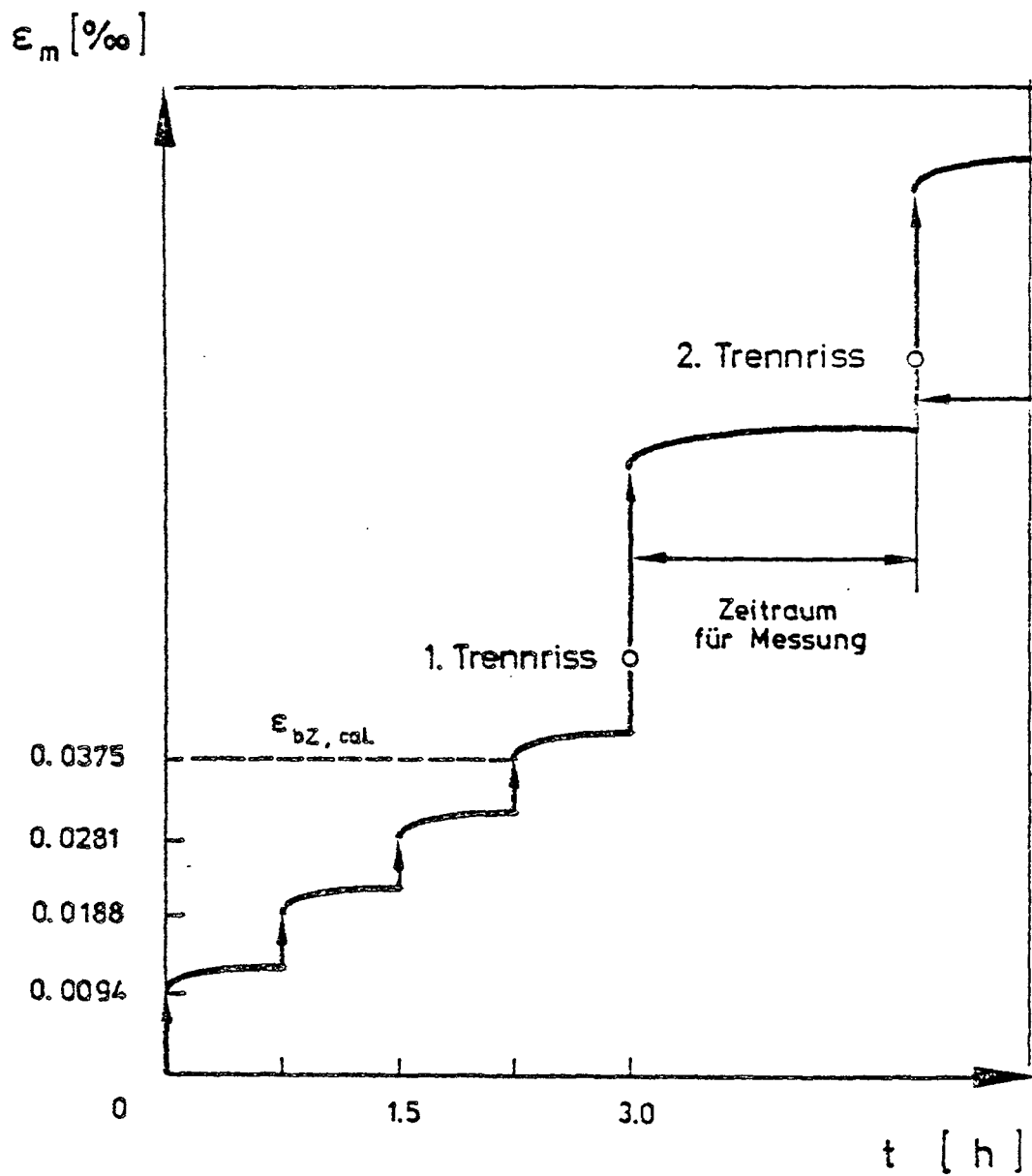
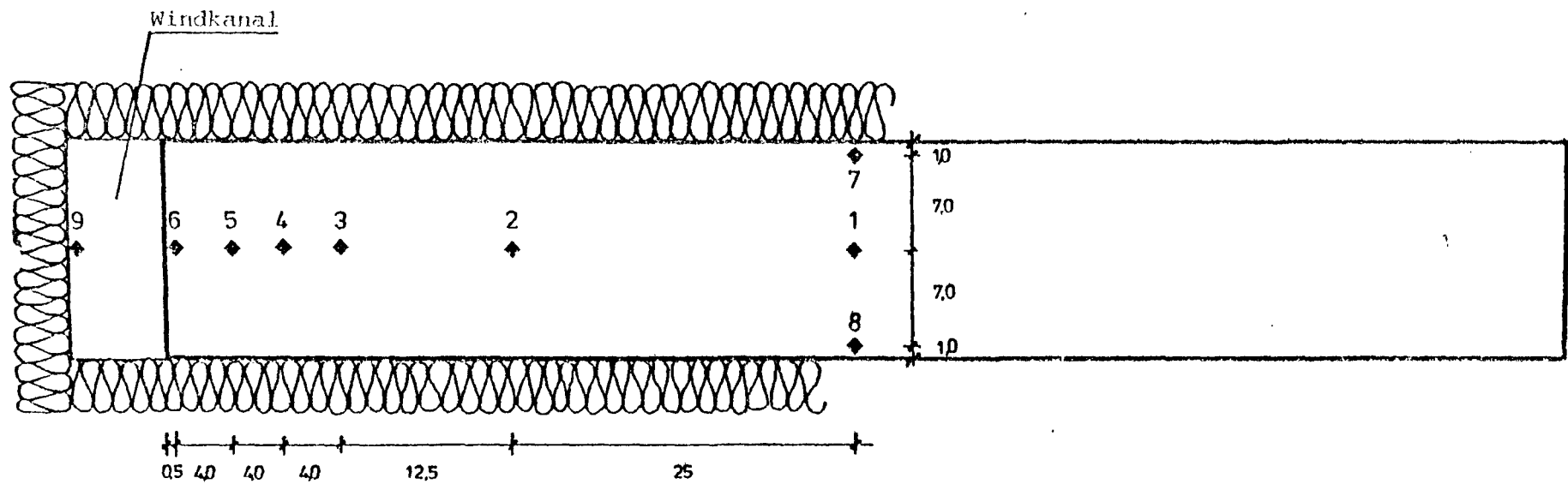


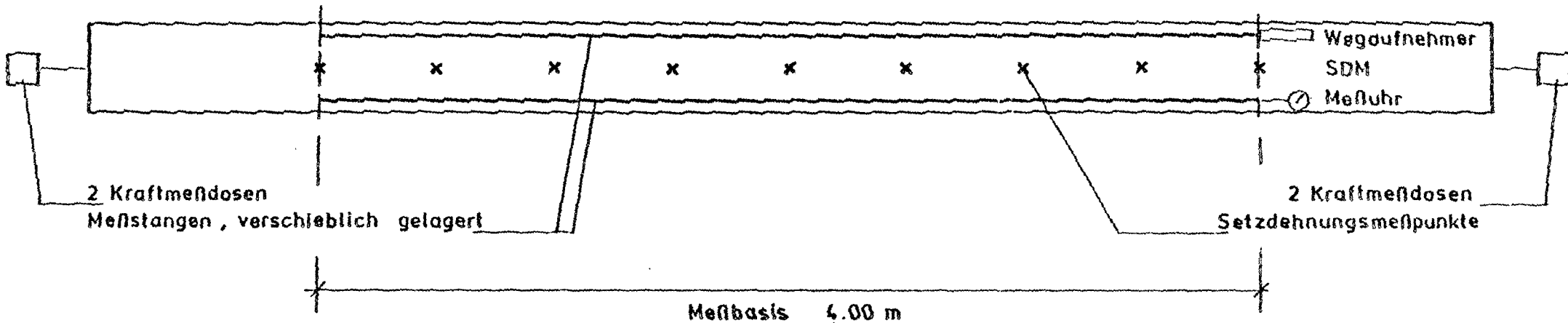
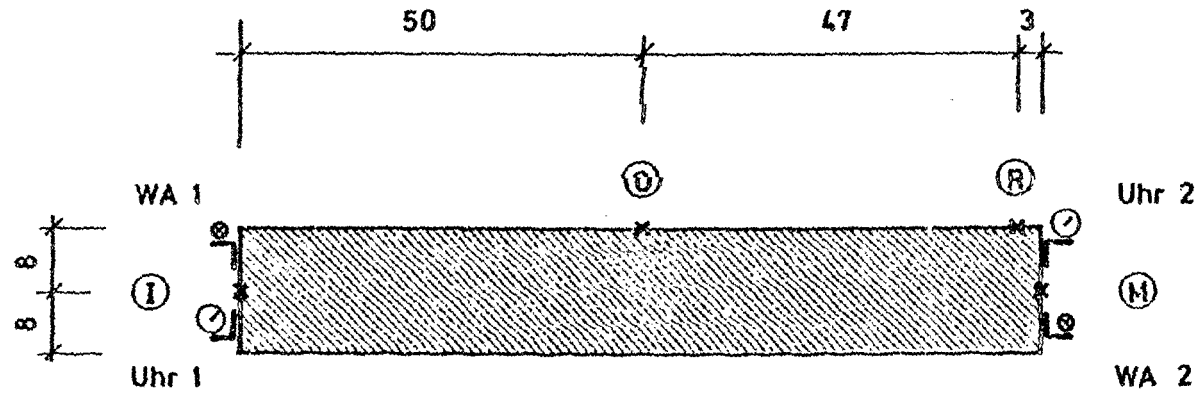
Abb. 3.18: Aufbau der Zwangdehnungen



9 Thermoelemente in halber Prüfkörperlänge angeordnet einseitig Seite I.

Abb. 3.19: Anordnung der Thermoelemente (Normalprüfkörper)

Querschnitt



Längsansicht Seite I

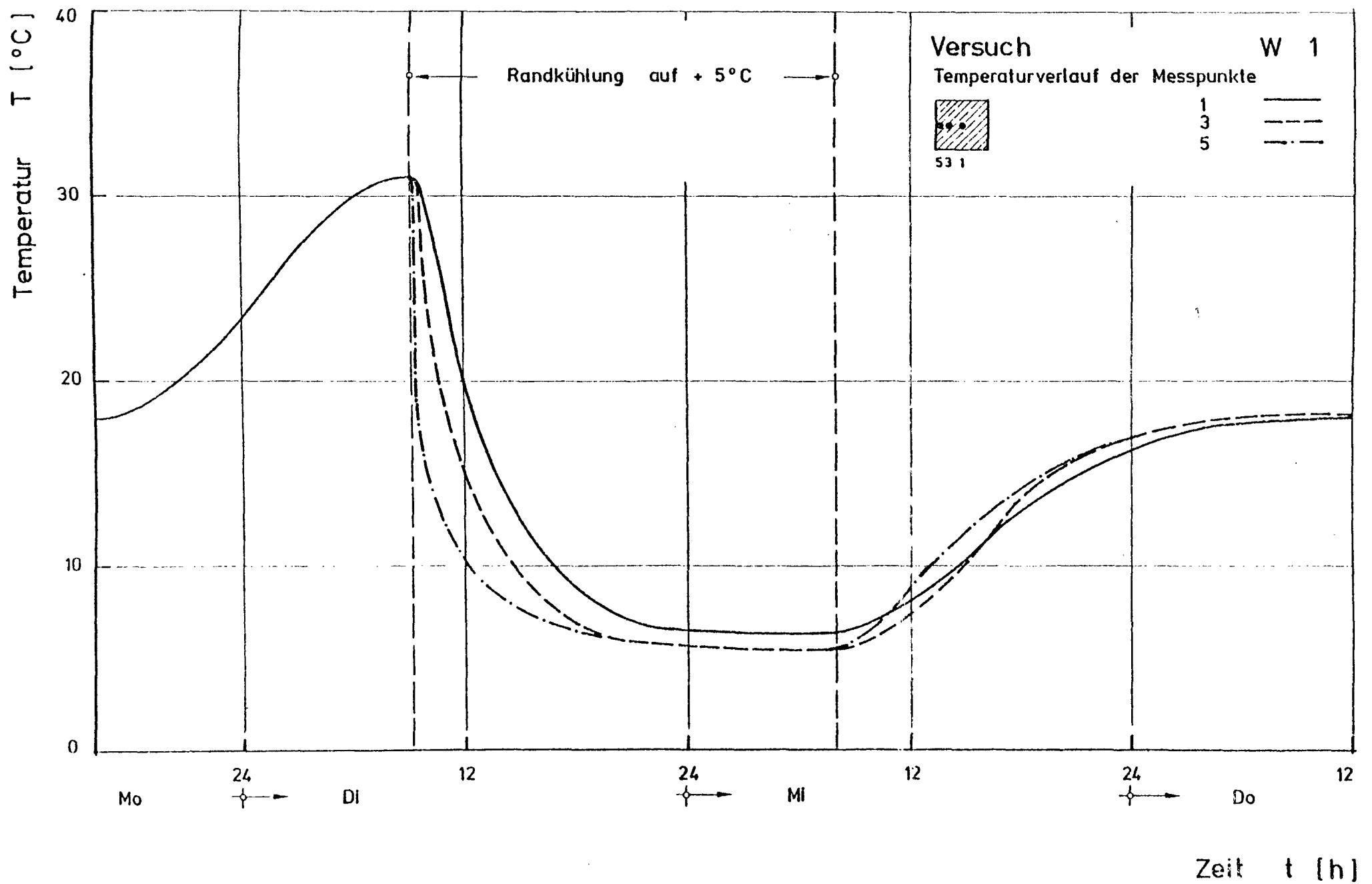


Abb. 3.21: Zeitlicher Temperaturverlauf im Versuchskörper W 1

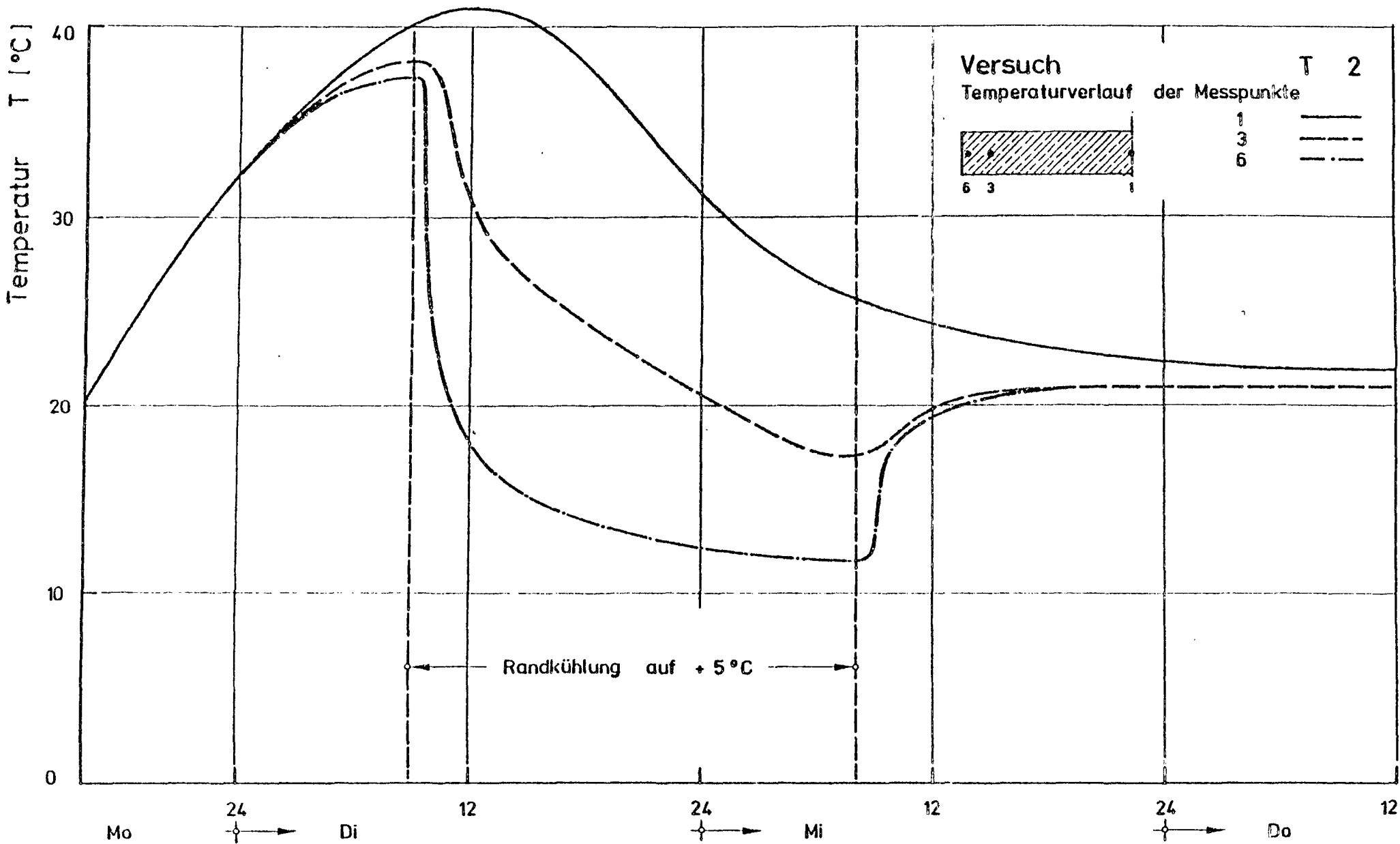


Abb. 3.22: Zeitlicher Temperaturverlauf im Versuchskörper T 2

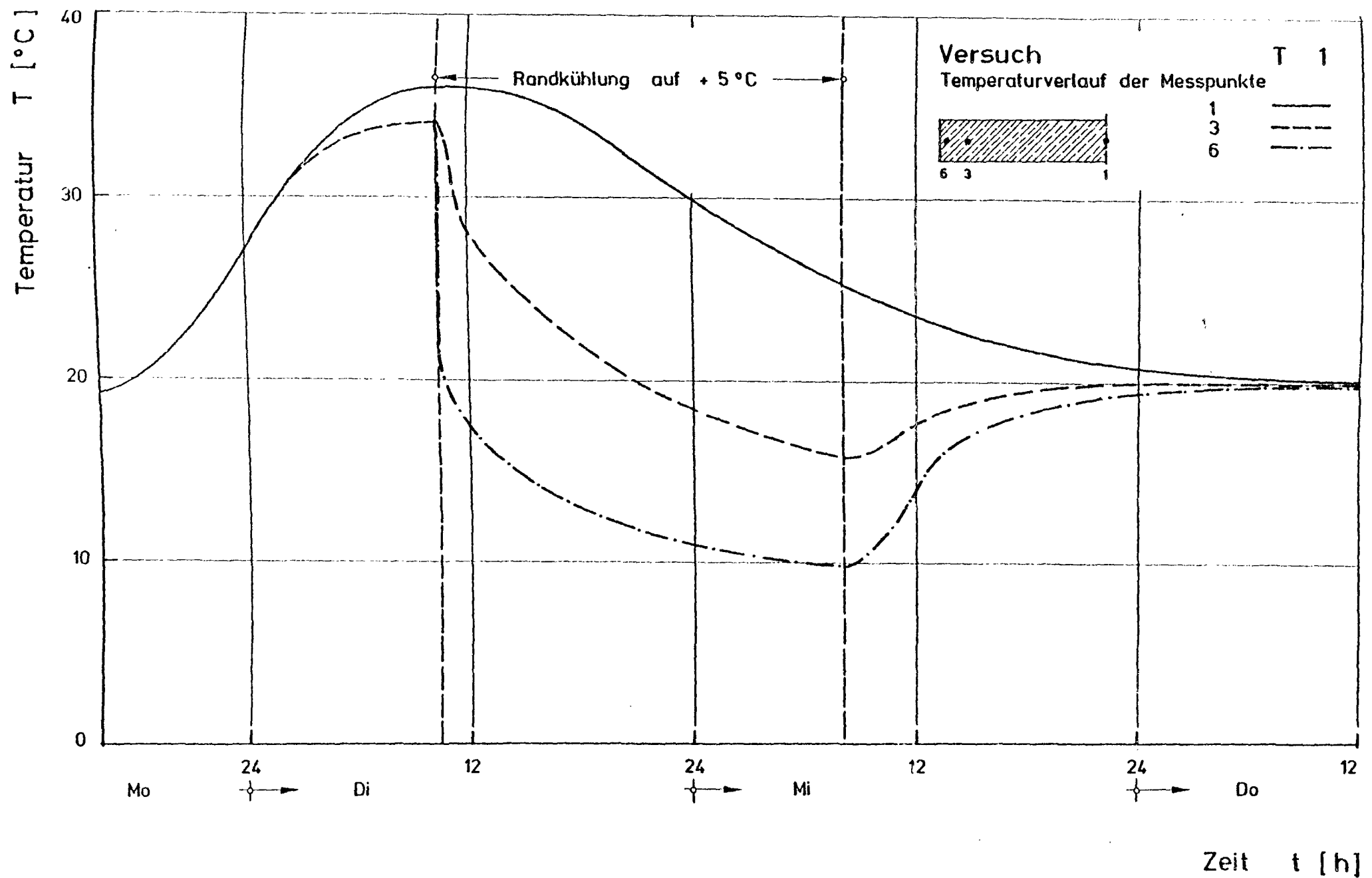


Abb. 3.23: Zeitlicher Temperaturverlauf im Versuchskörper T 1

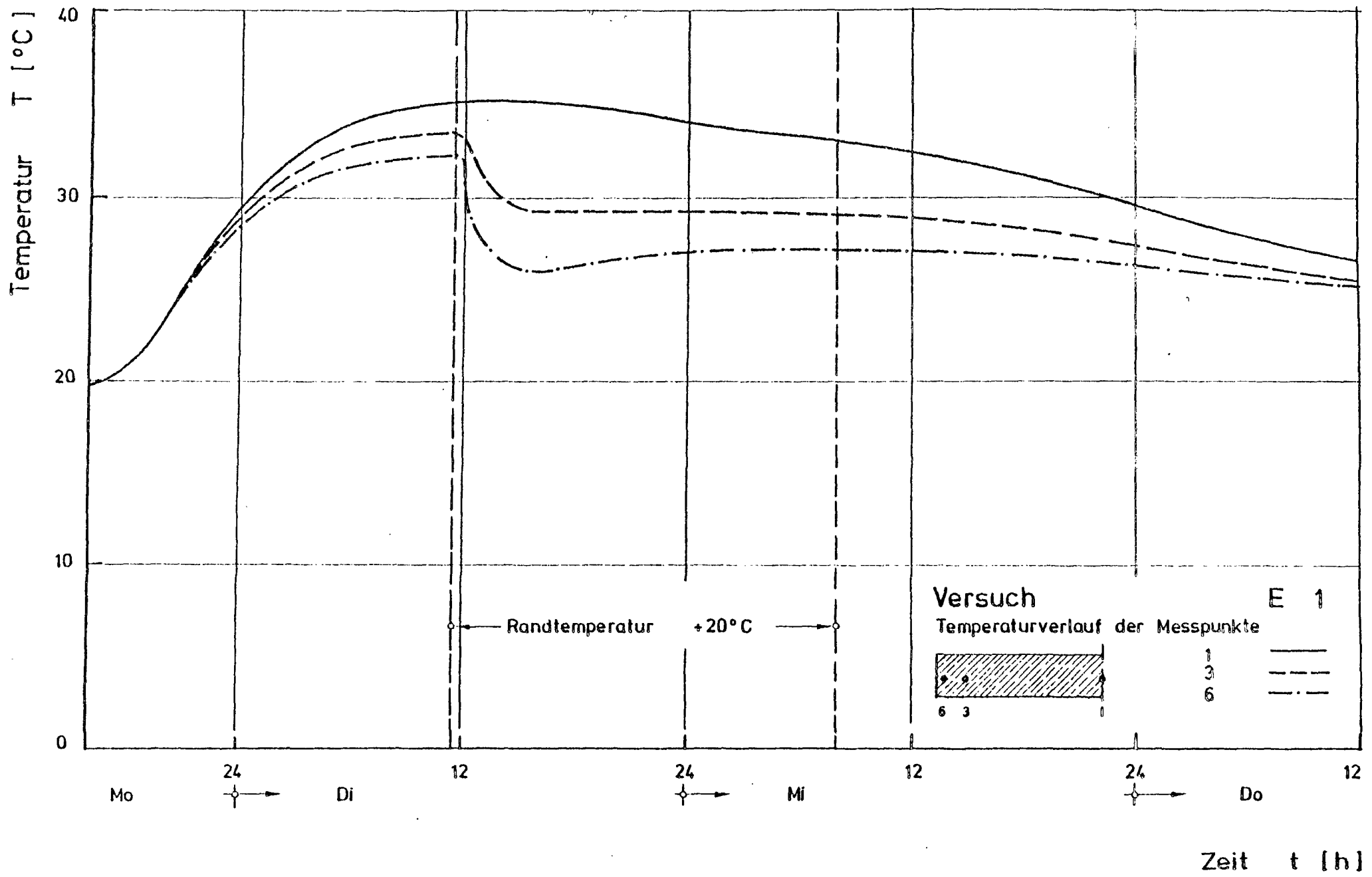


Abbildung 3.124 - Möglicher Temperaturverlauf im Versuchskörper E 1

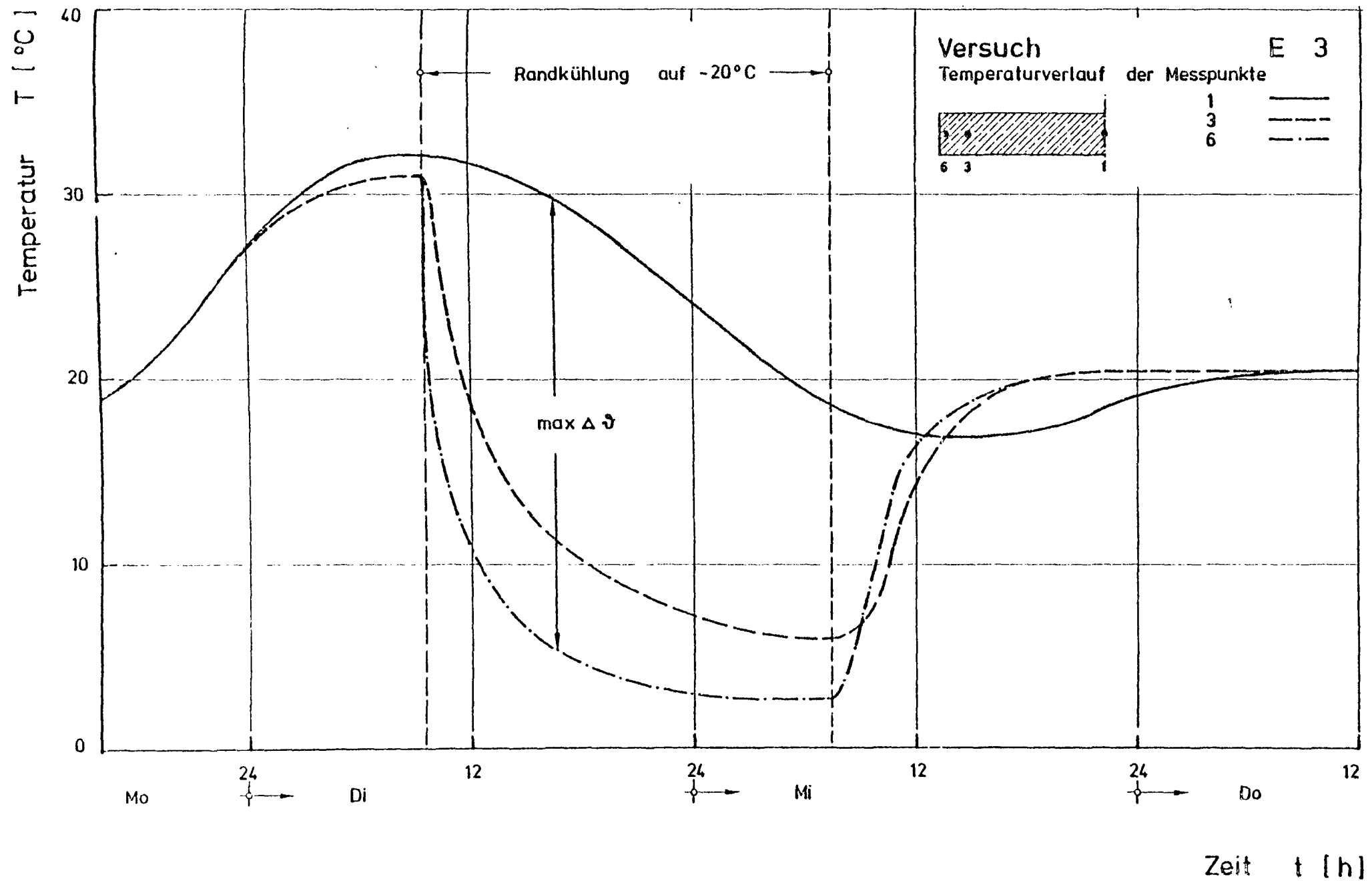


Abb. 3.25: Zeitlicher Temperaturverlauf im Versuchskörper E 3

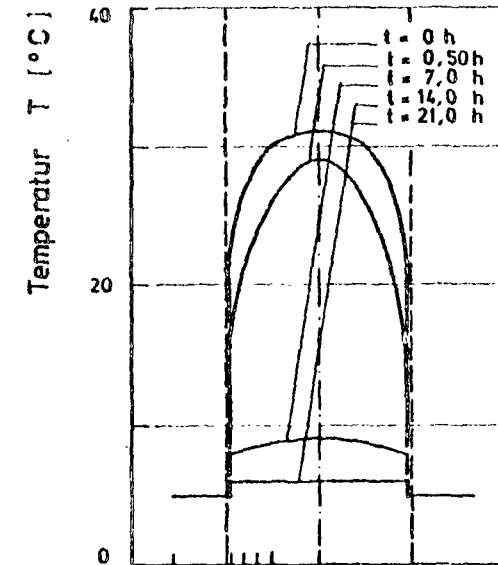
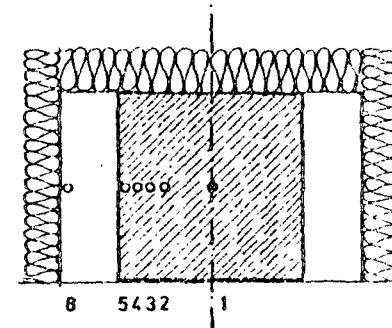
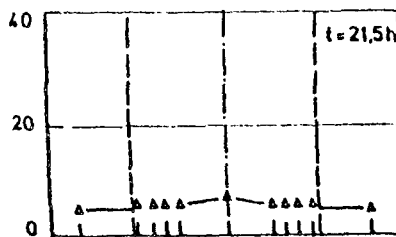
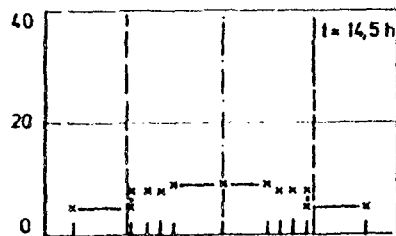
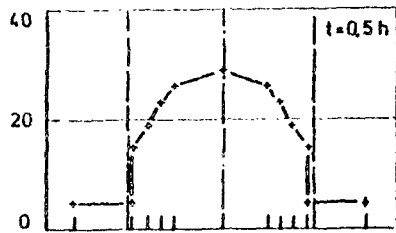
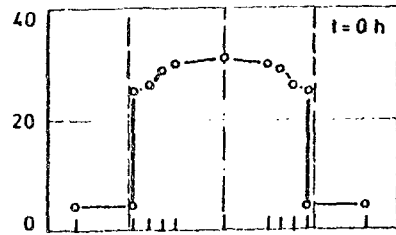
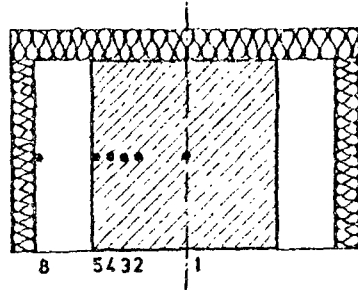


Abb. 3.26: Temperaturgradienten im Versuchskörper W 1

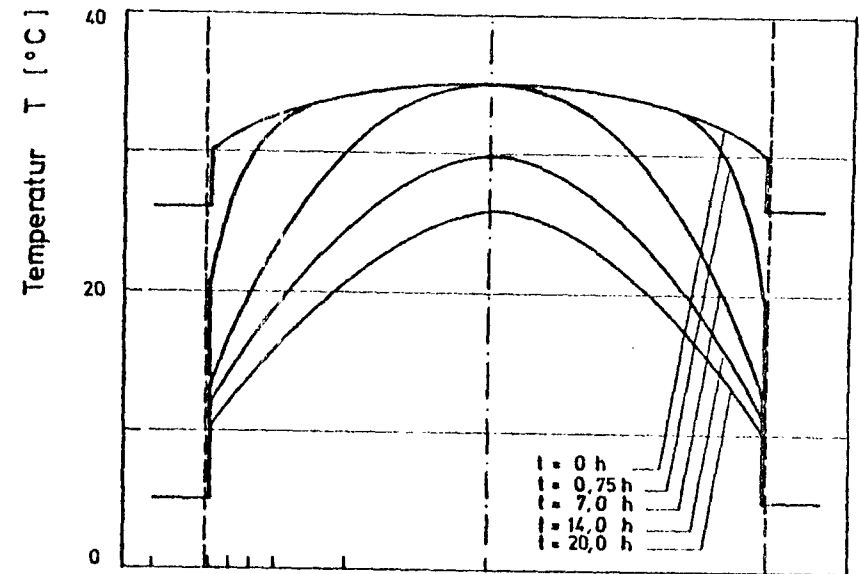
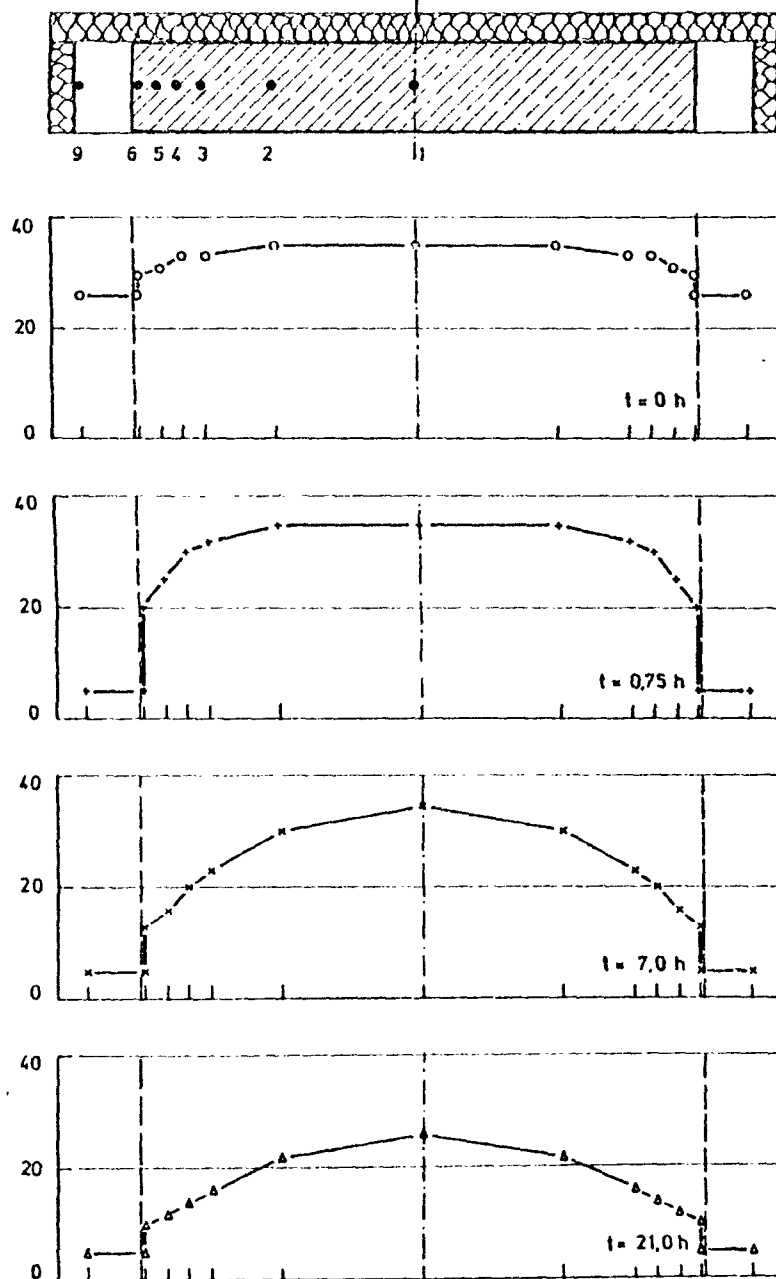


Abb. 3.27: Temperaturgradienten im Versuchskörper T 1

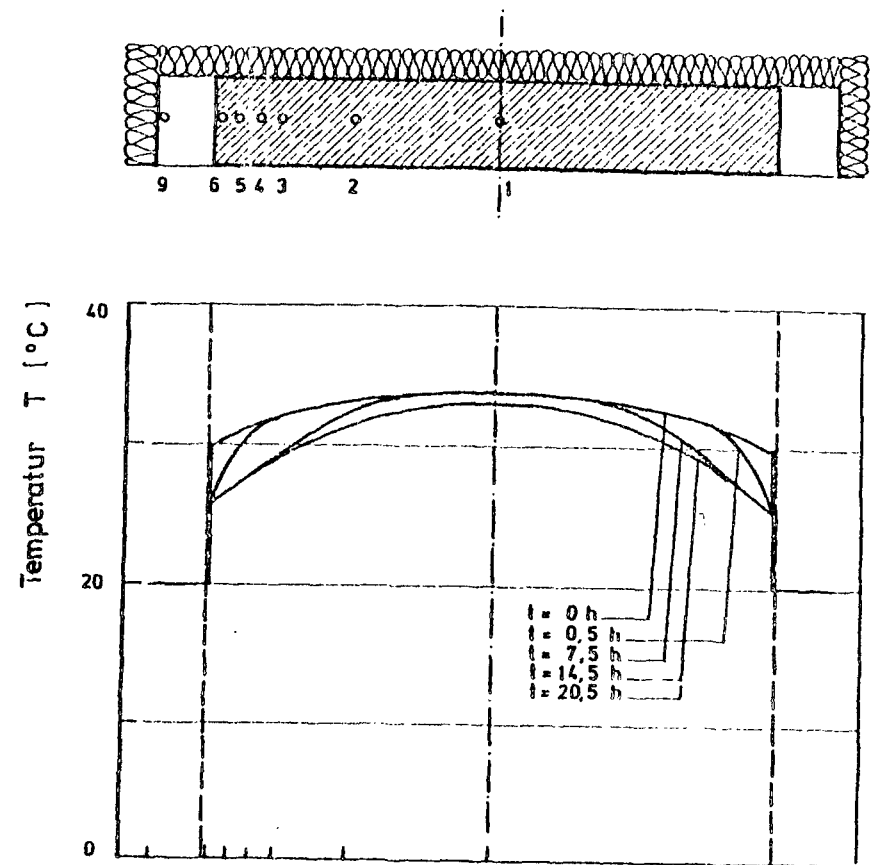
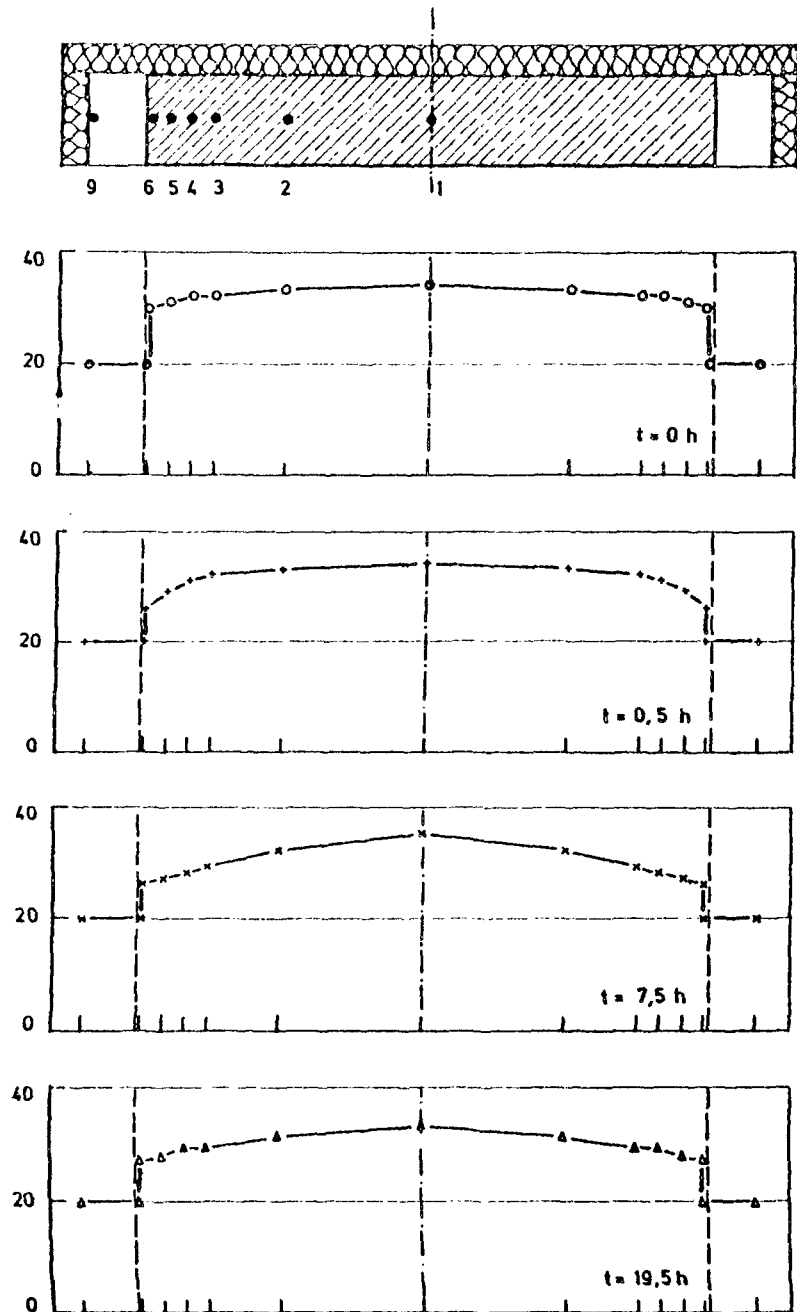


Abb. 3.28: Temperaturgradienten im Versuchskörper E 1

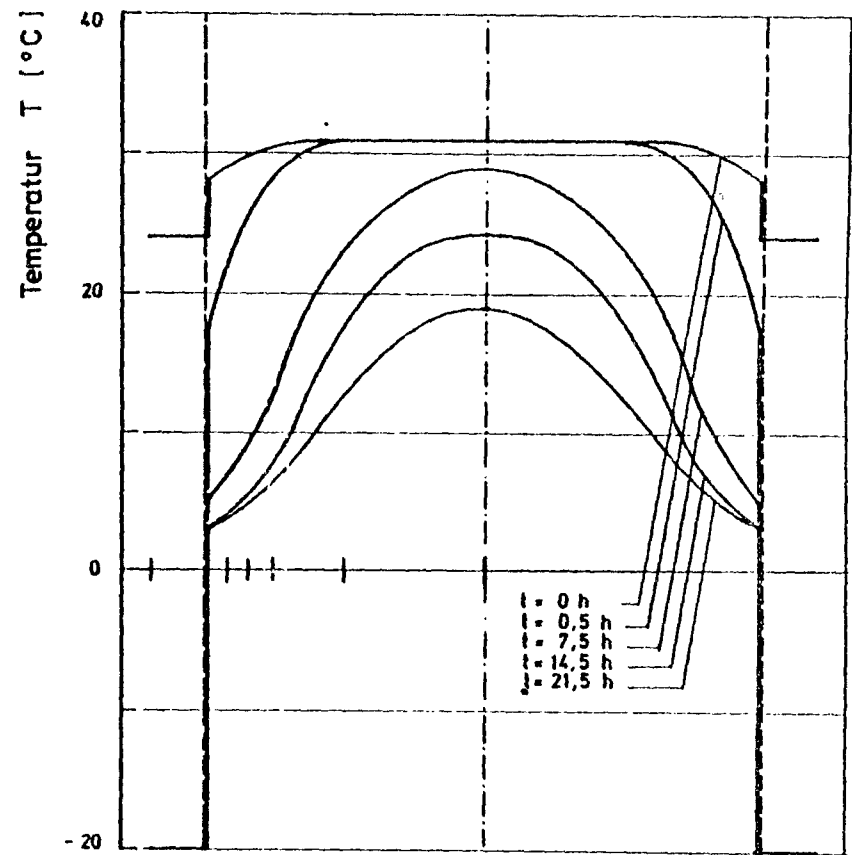
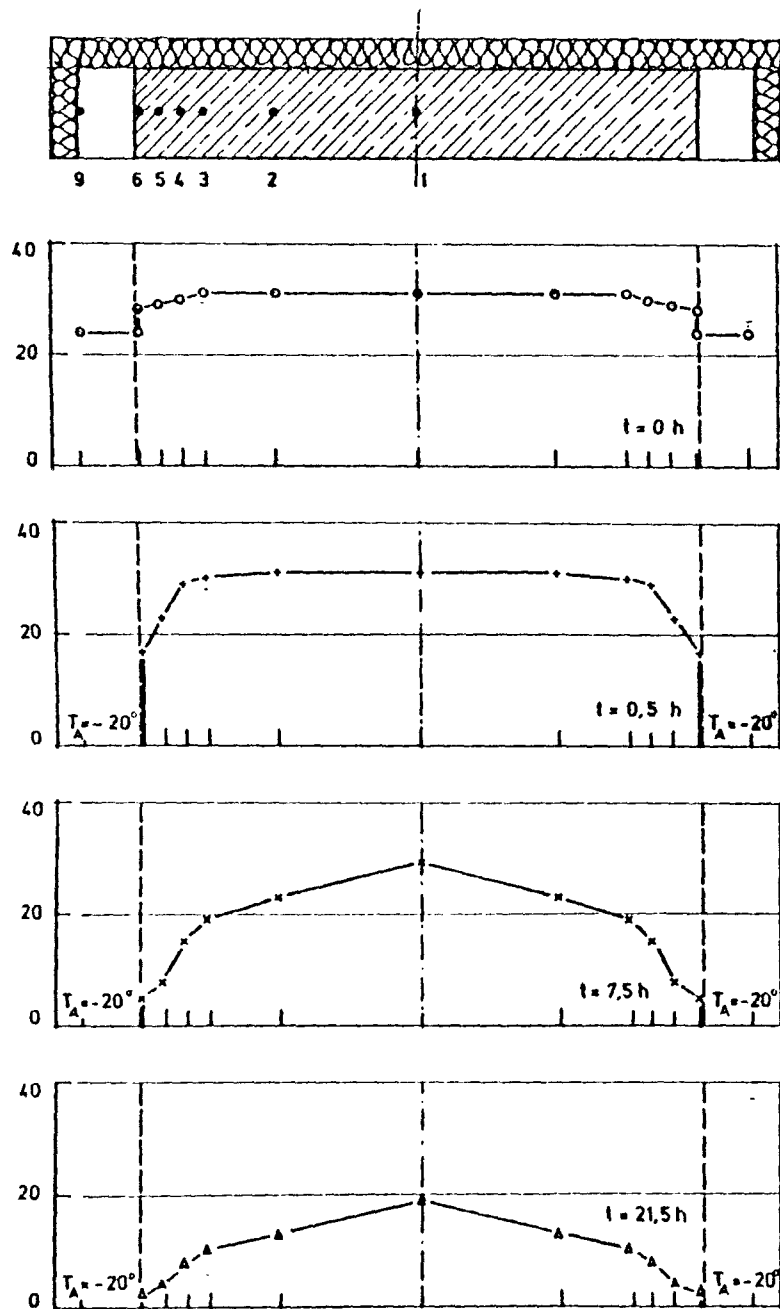


Abb. 3.29: Temperaturgradienten im Versuchskörper E 3

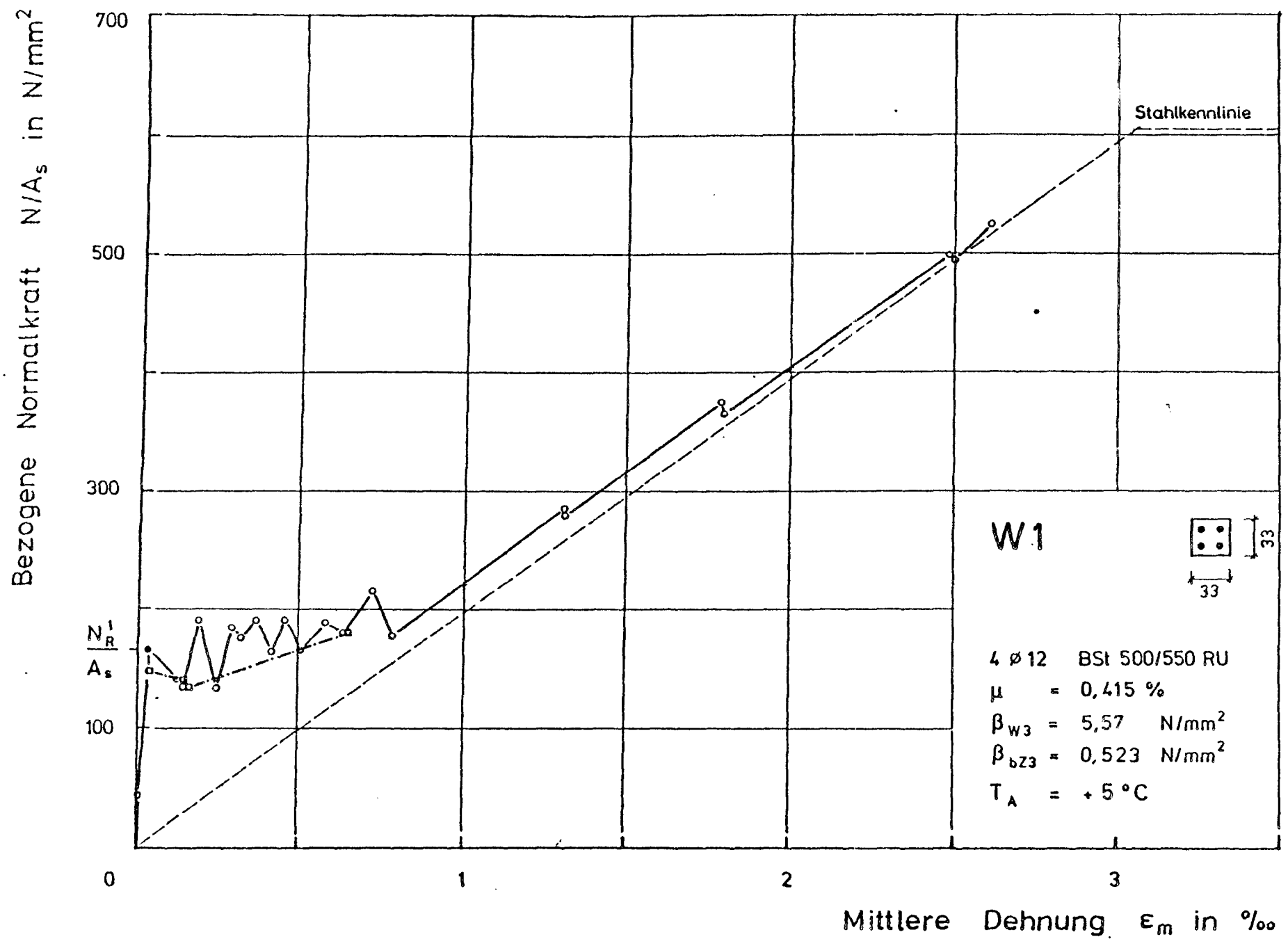


Abb. 3.30: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf Versuchskörper W 1

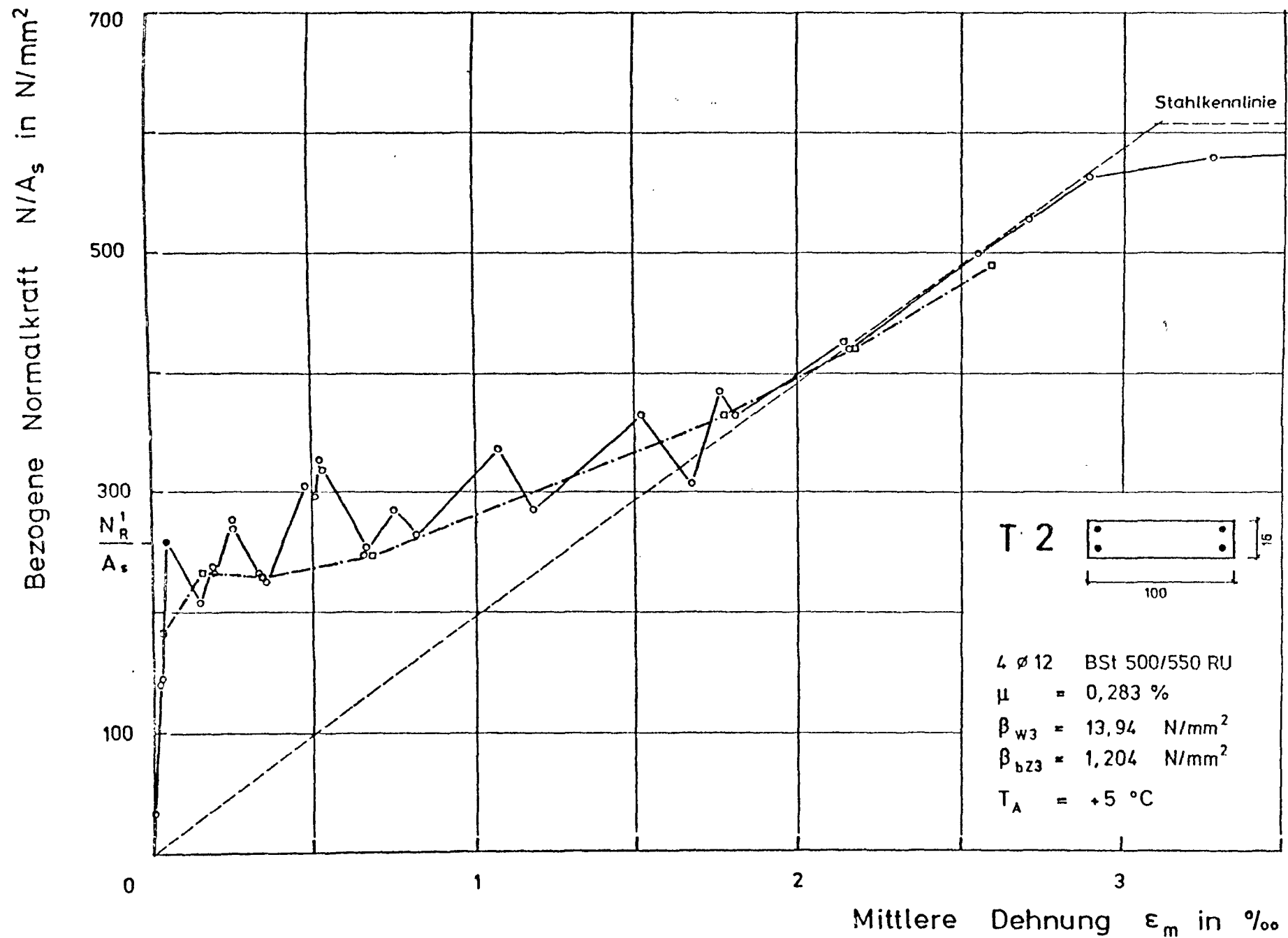


Abb. 3.31: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf Versuchskörper T 2

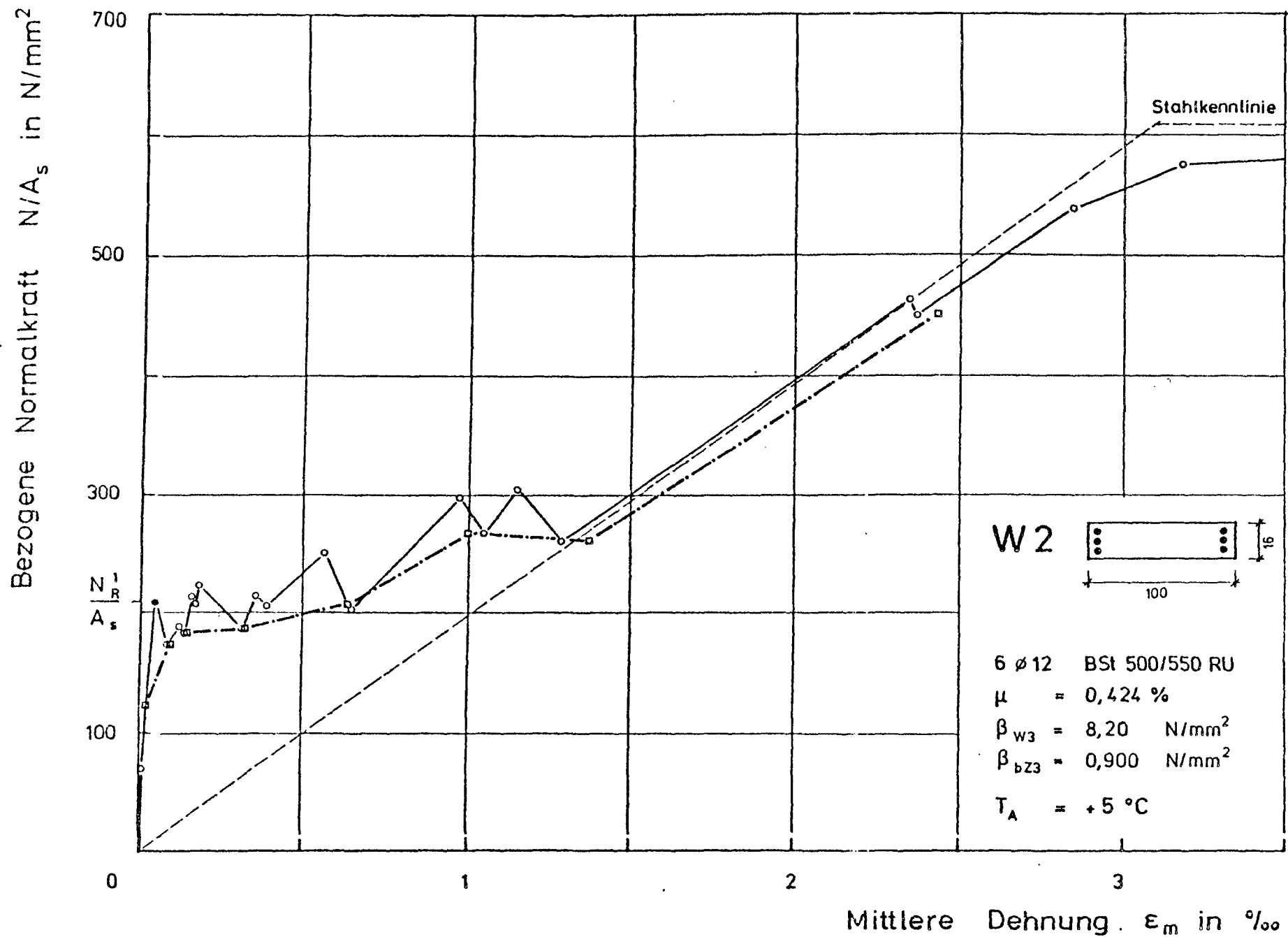


Abb. 3.32: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf Versuchskörper W 2

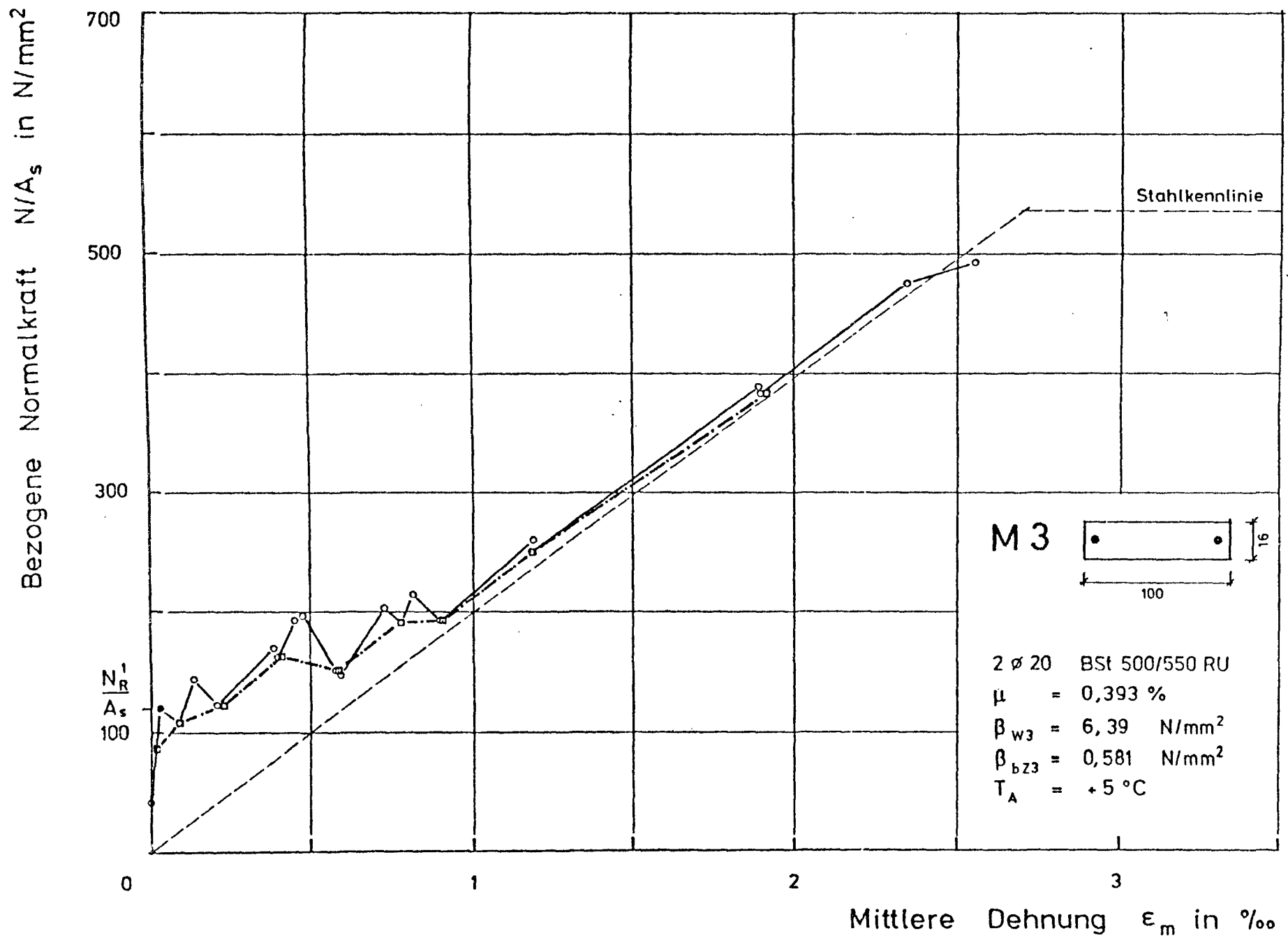


Abb. 3.33: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf Versuchskörper M 3

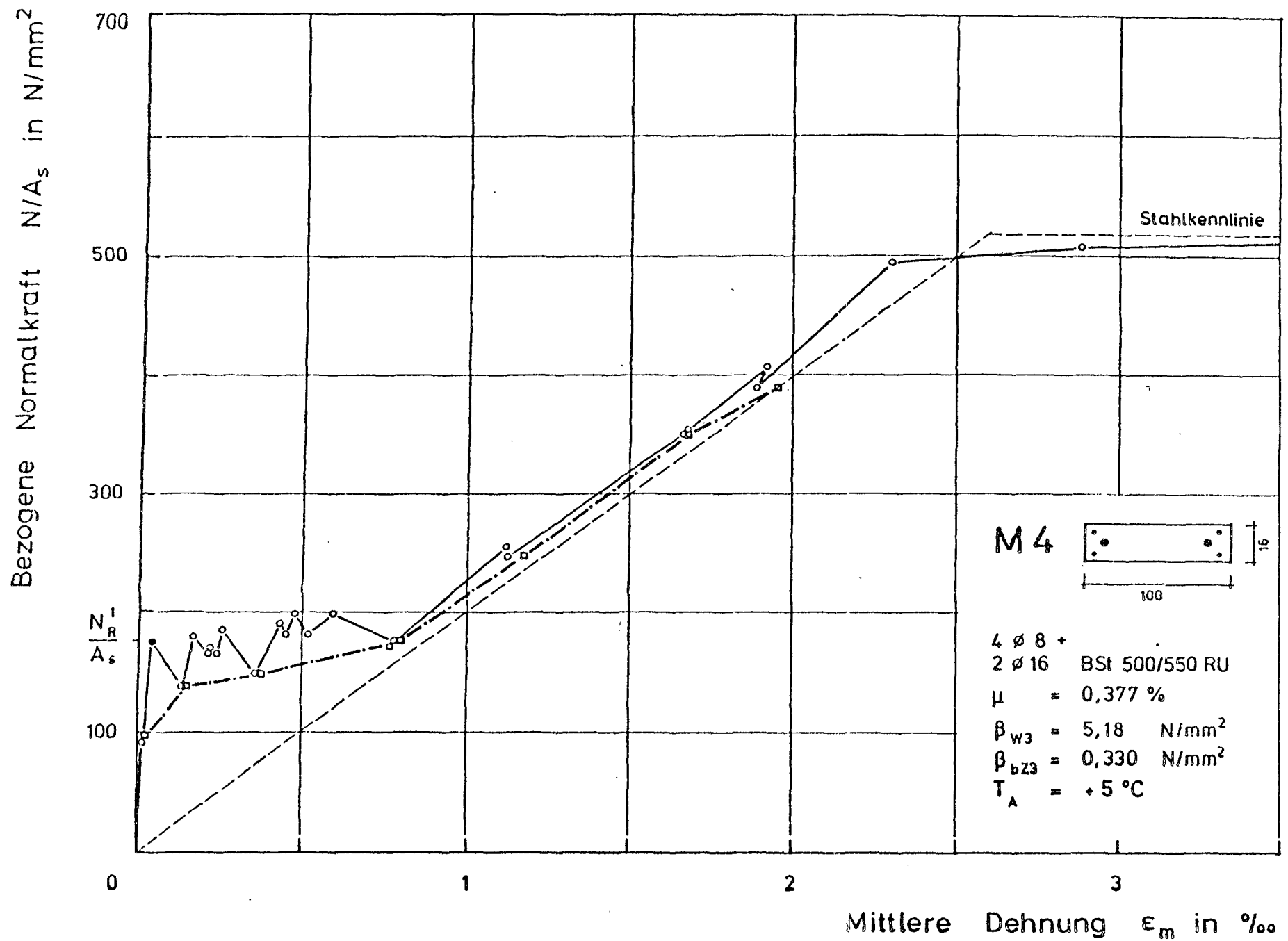


Abb. 3.34: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf Versuchskörper M 4

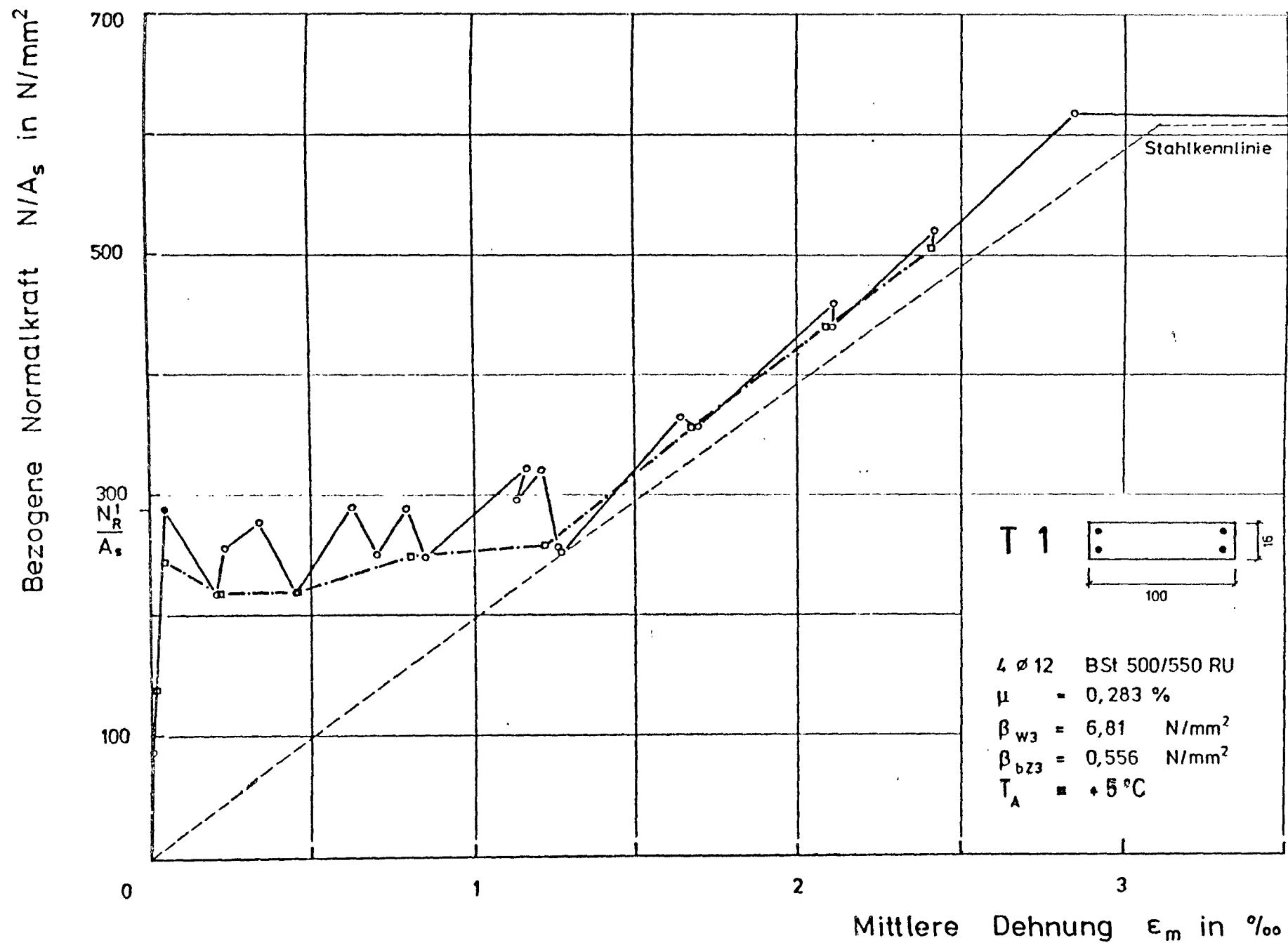


Abb. 3.35: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf Versuchskörper T 1

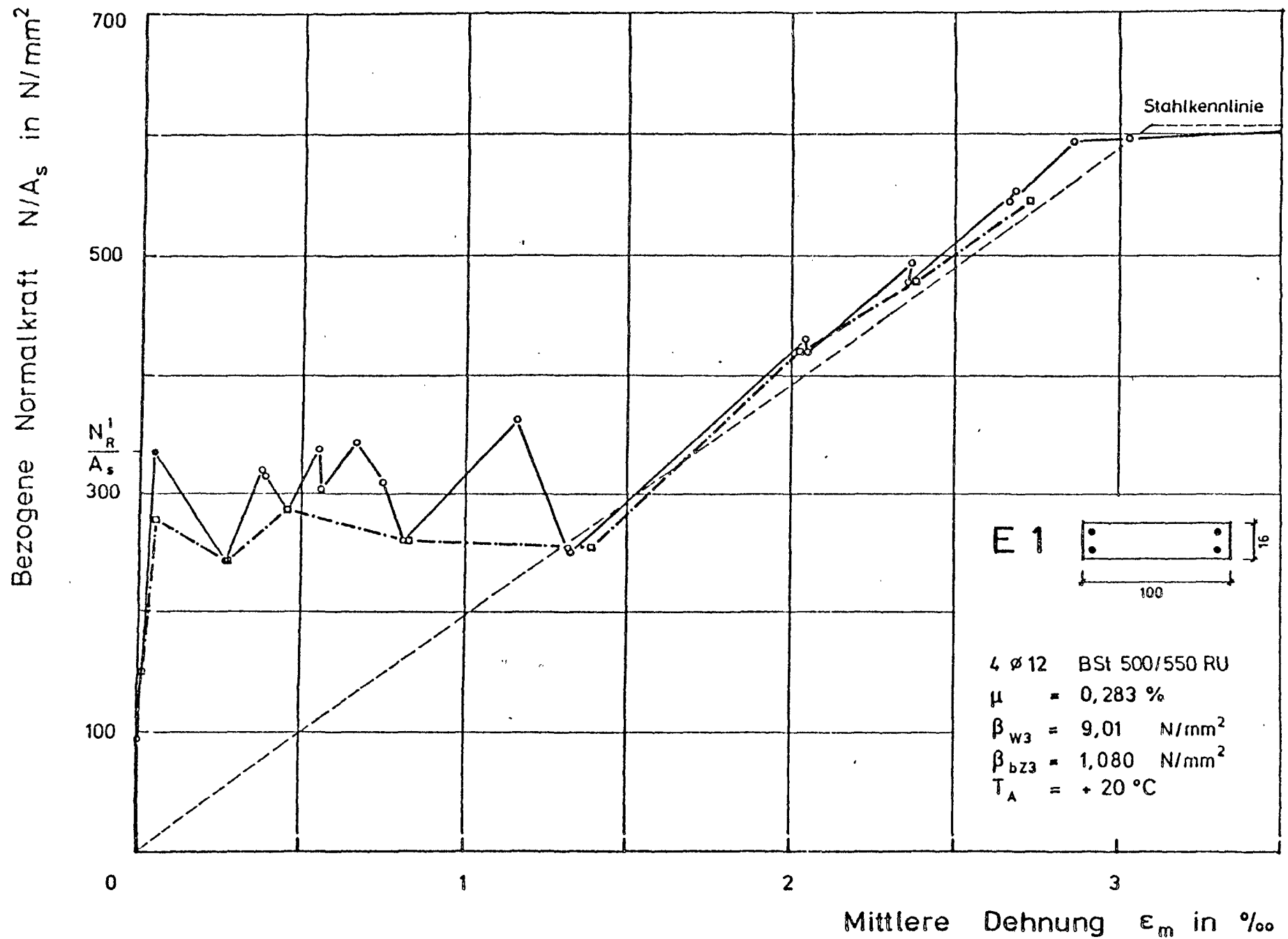


Abb. 3.36: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf Versuchskörper E 1

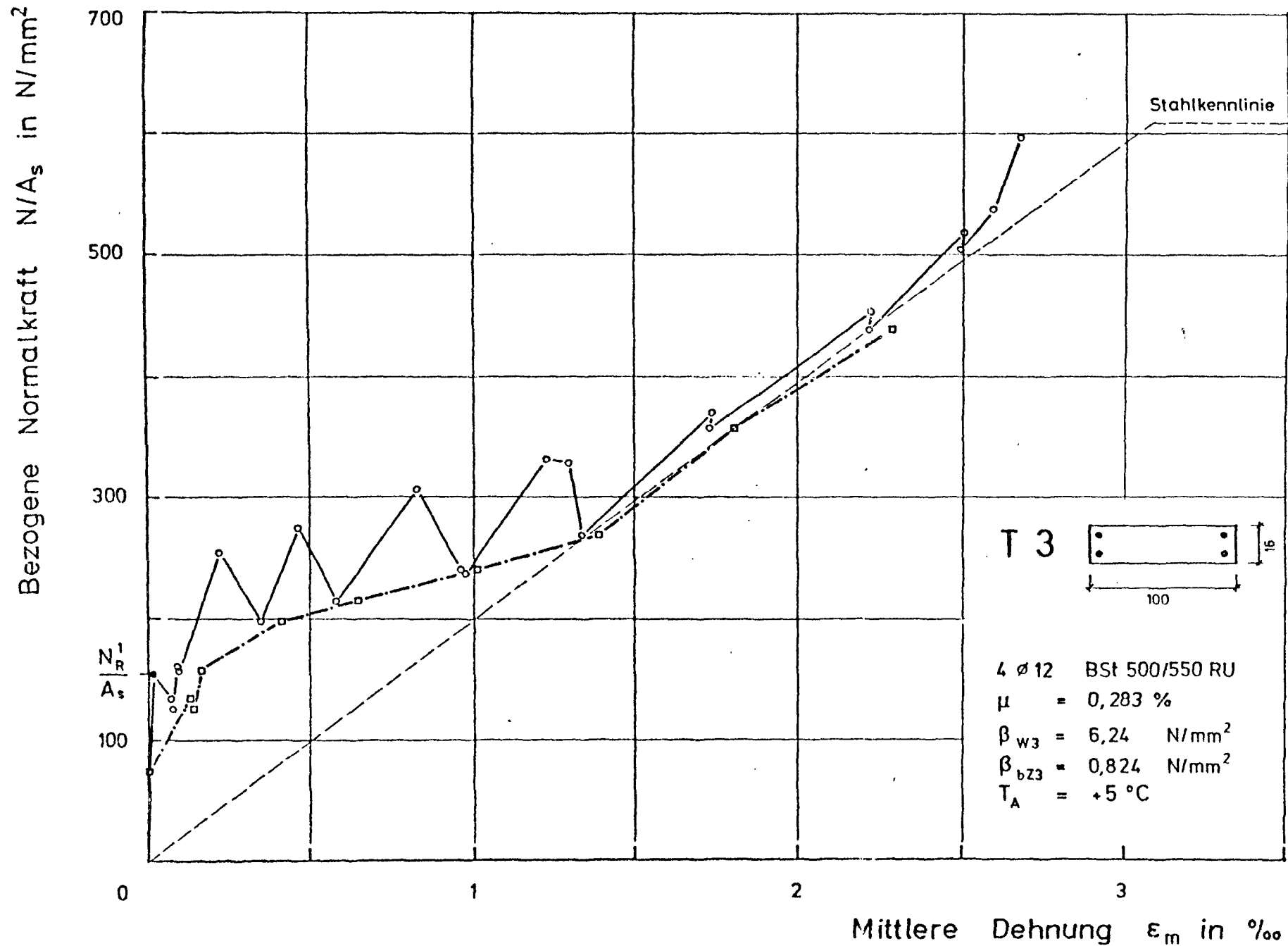


Abb. 3.37: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf Versuchskörper T 3

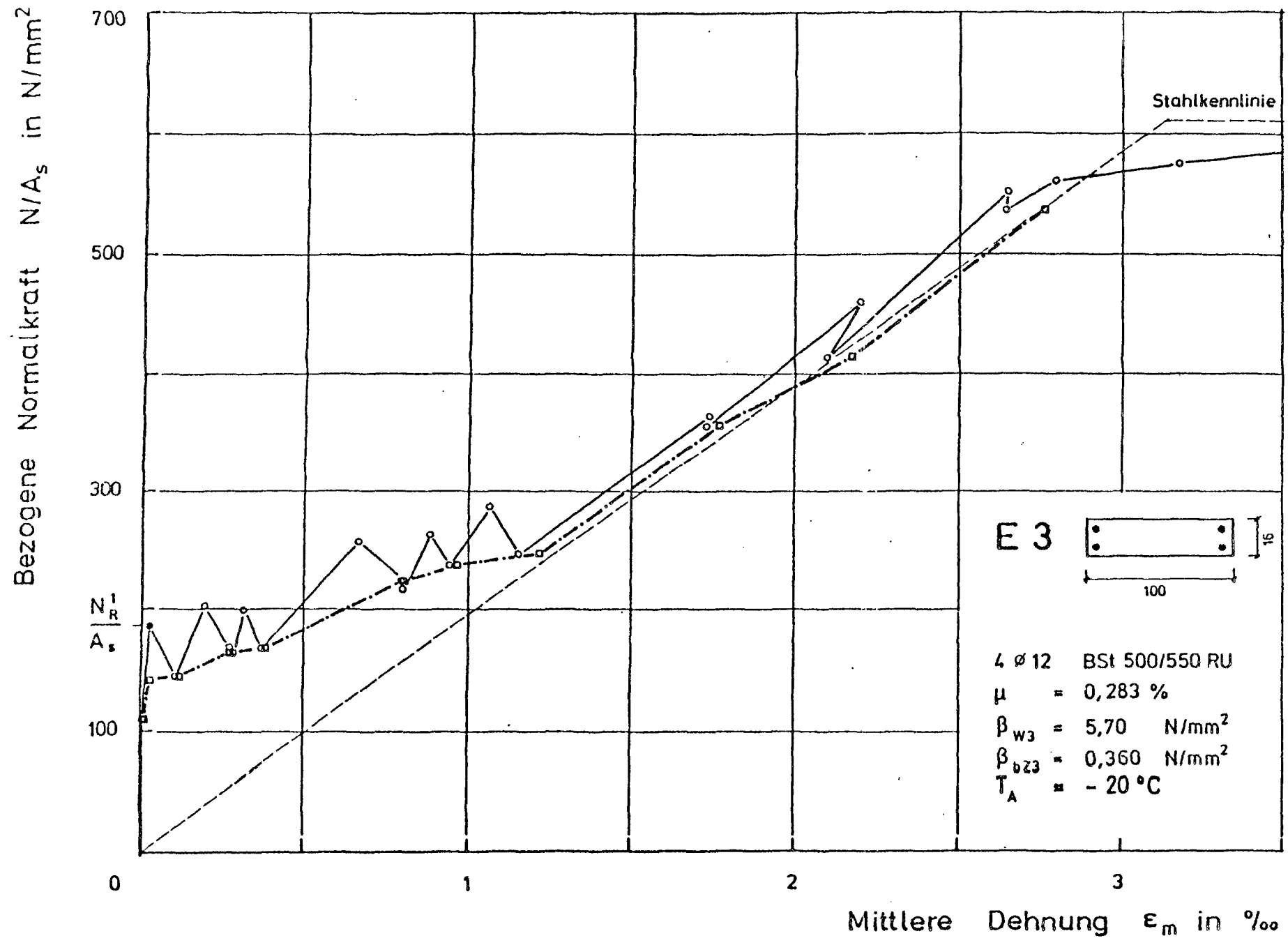


Abb. 3.38: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf Versuchskörper E 3

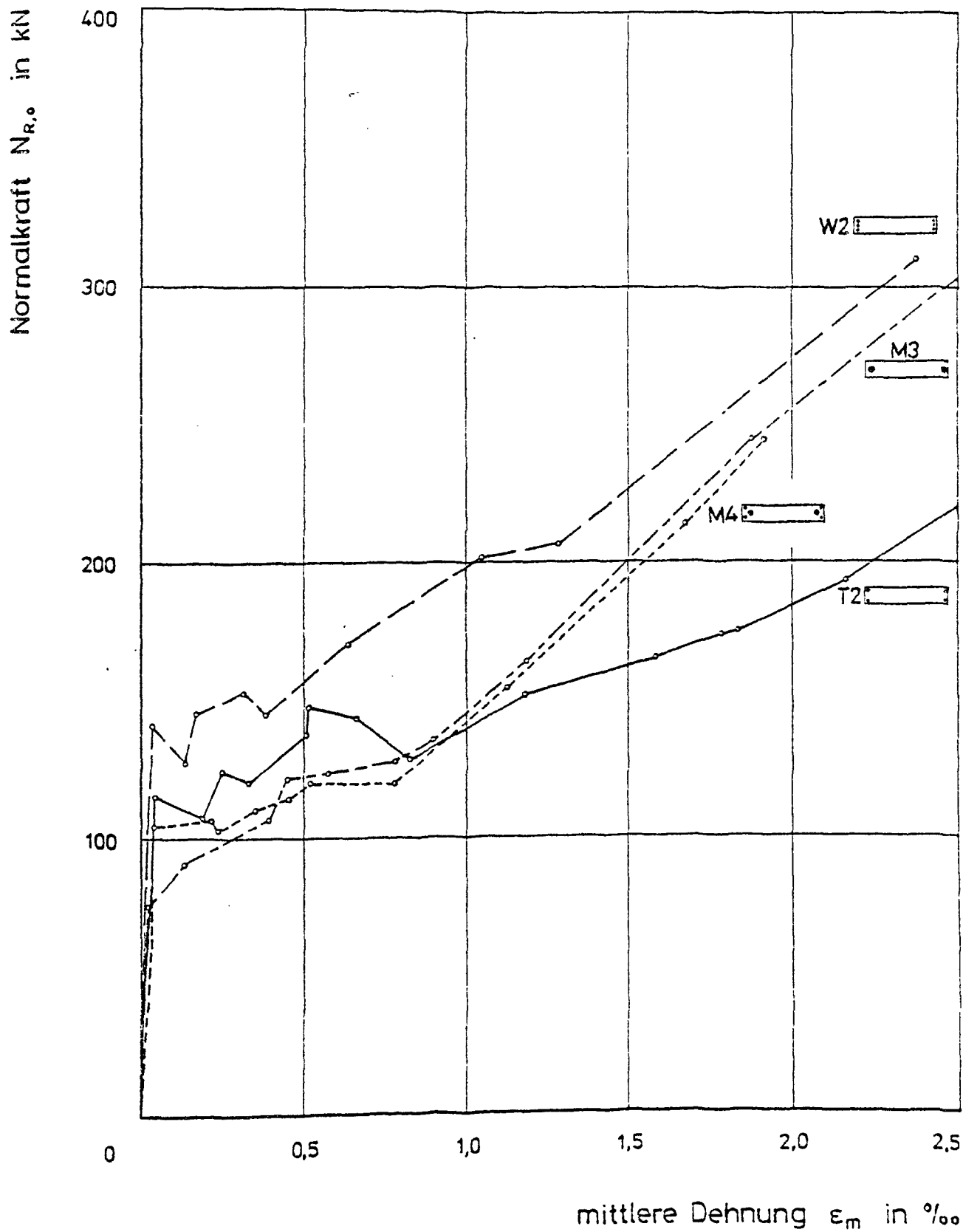


Abb. 3.39: Vergleich der Normalkraft-Dehnungsverläufe Reihe M

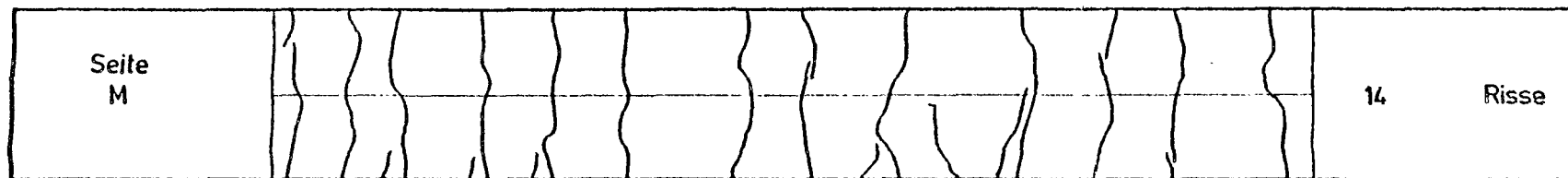
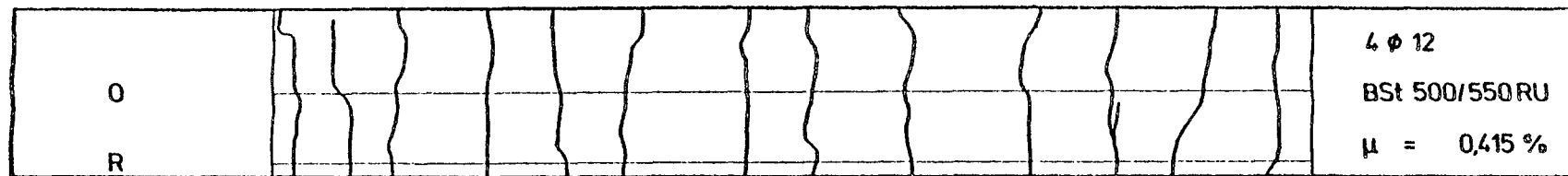
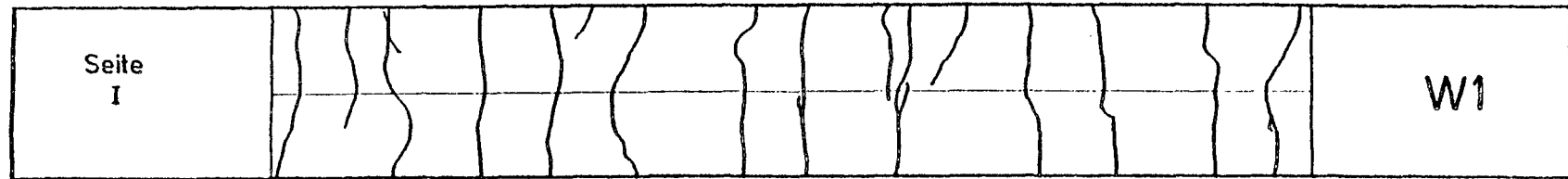


Abb. 3.40: Rißbild des Versuchskörpers W 1 (Oberseite und Seitenflächen)

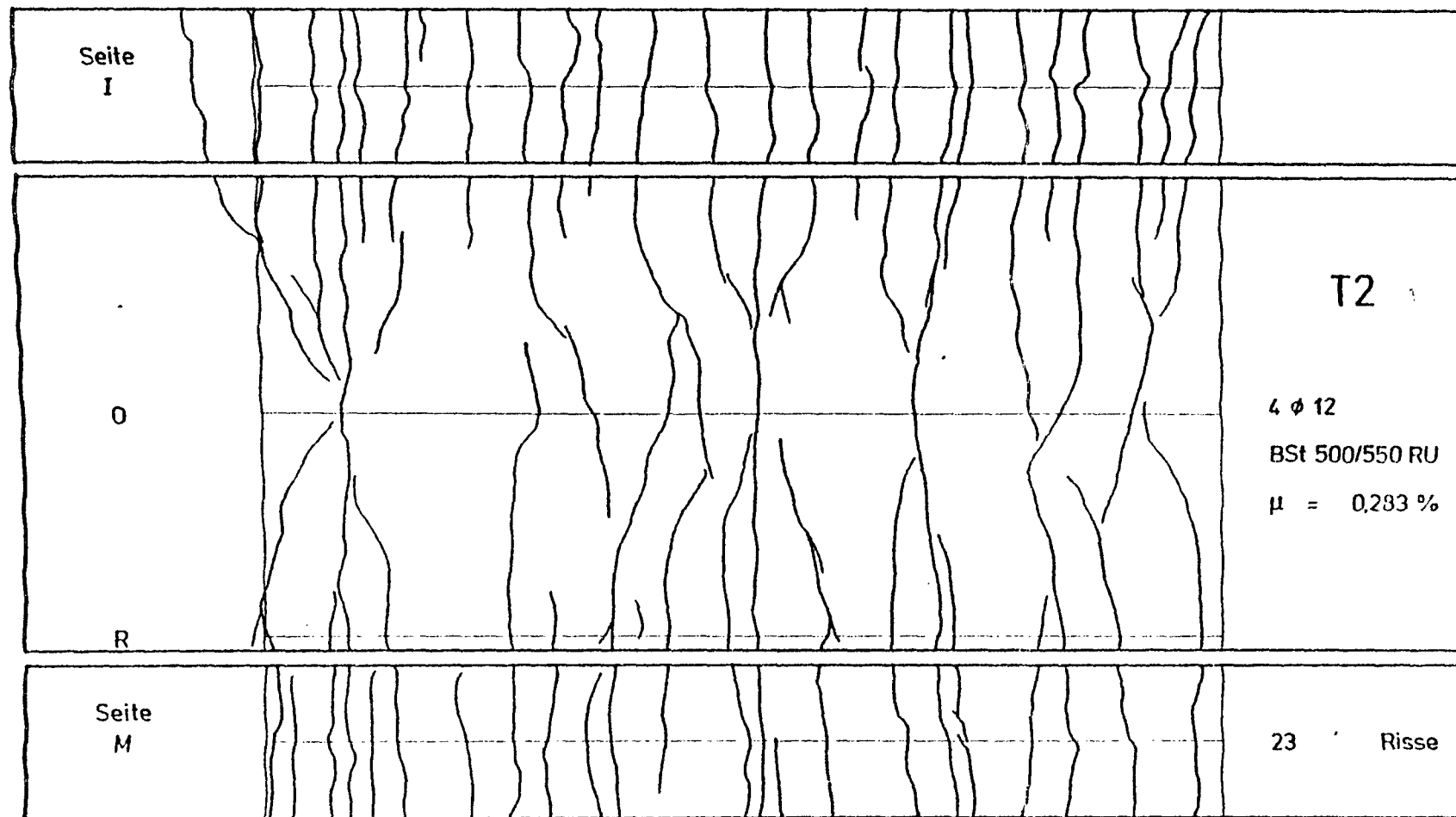


Abb. 3.41: Rißbild des Versuchskörpers T 2 (Oberseite und Seitenflächen)

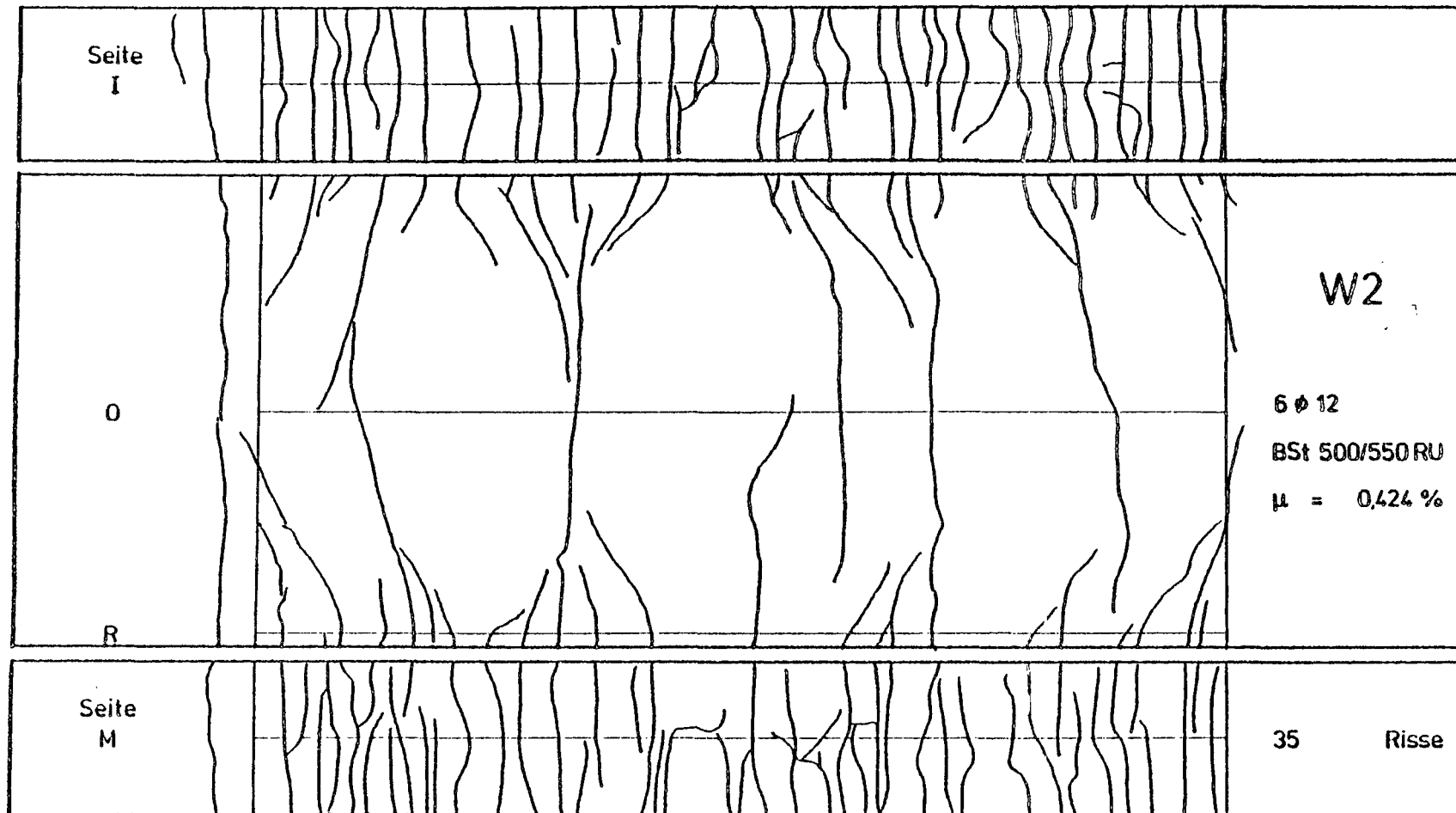


Abb. 3.42: Rißbild des Versuchskörpers W 2 (Oberseite und Seitenflächen)

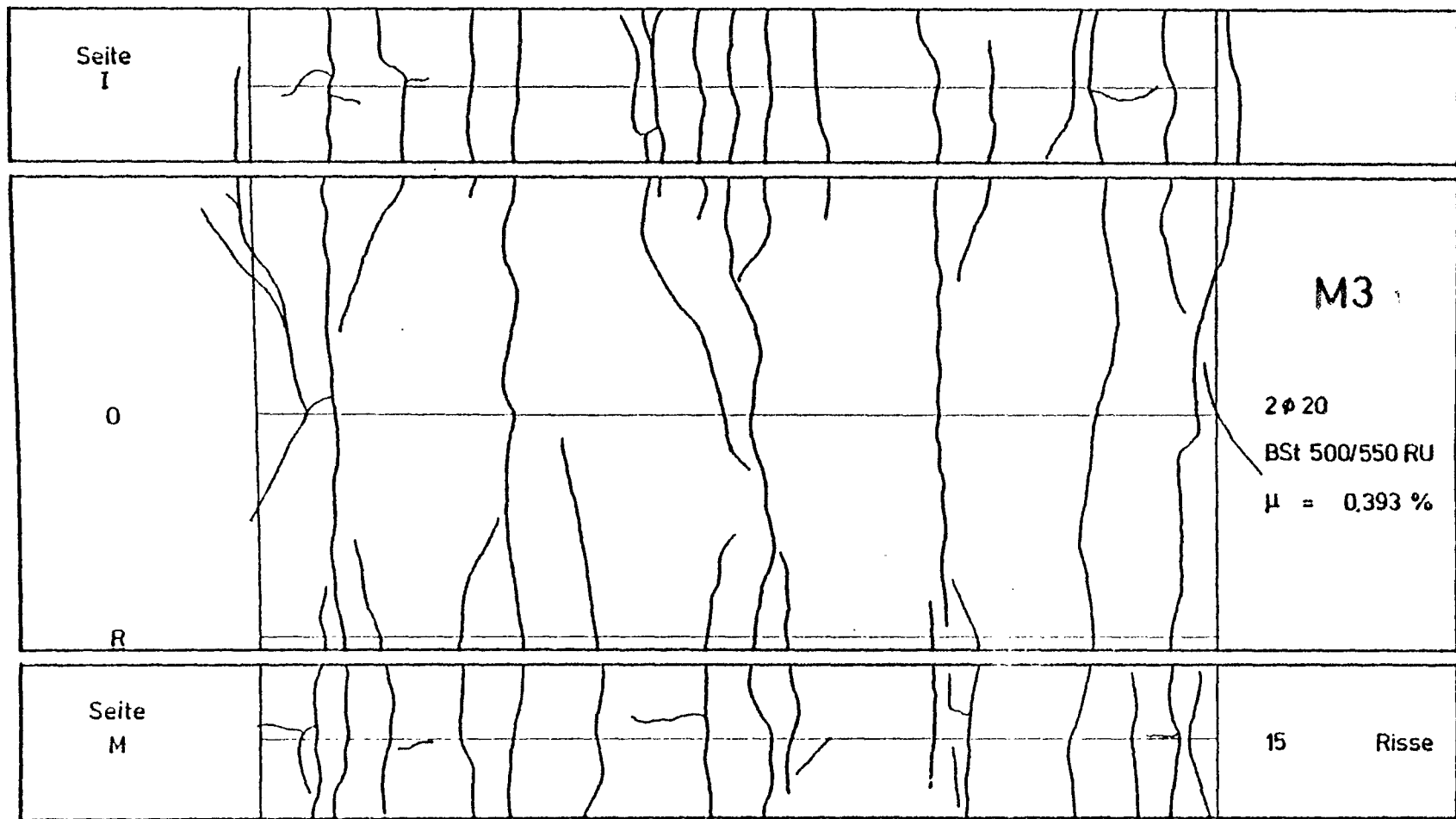


Abb. 3.43: Rißbild des Versuchskörpers M 3 (Oberseite und Seitenflächen)

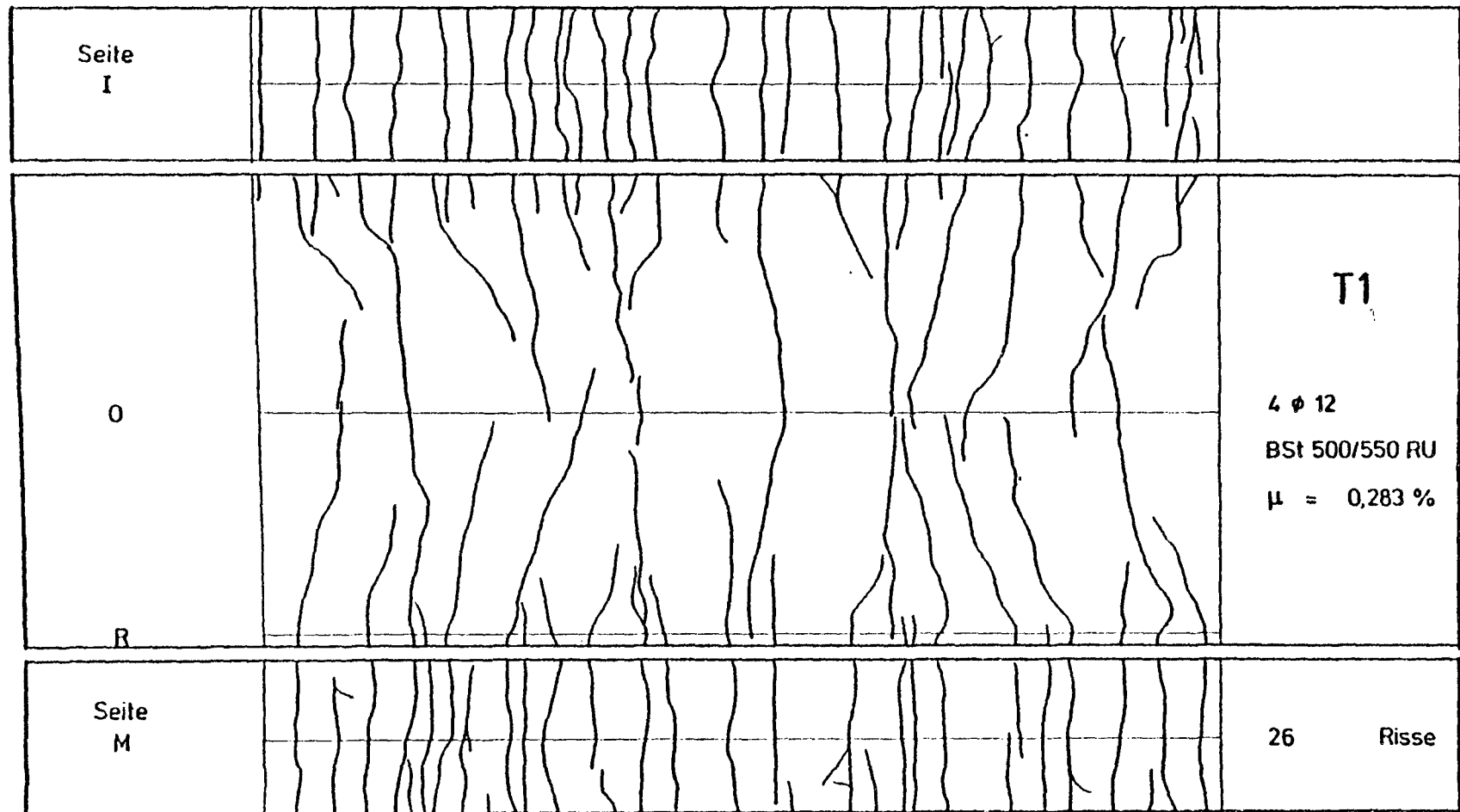


Abb. 3.45: Rißbild des Versuchskörpers T 1 (Oberseite und Seitenflächen)

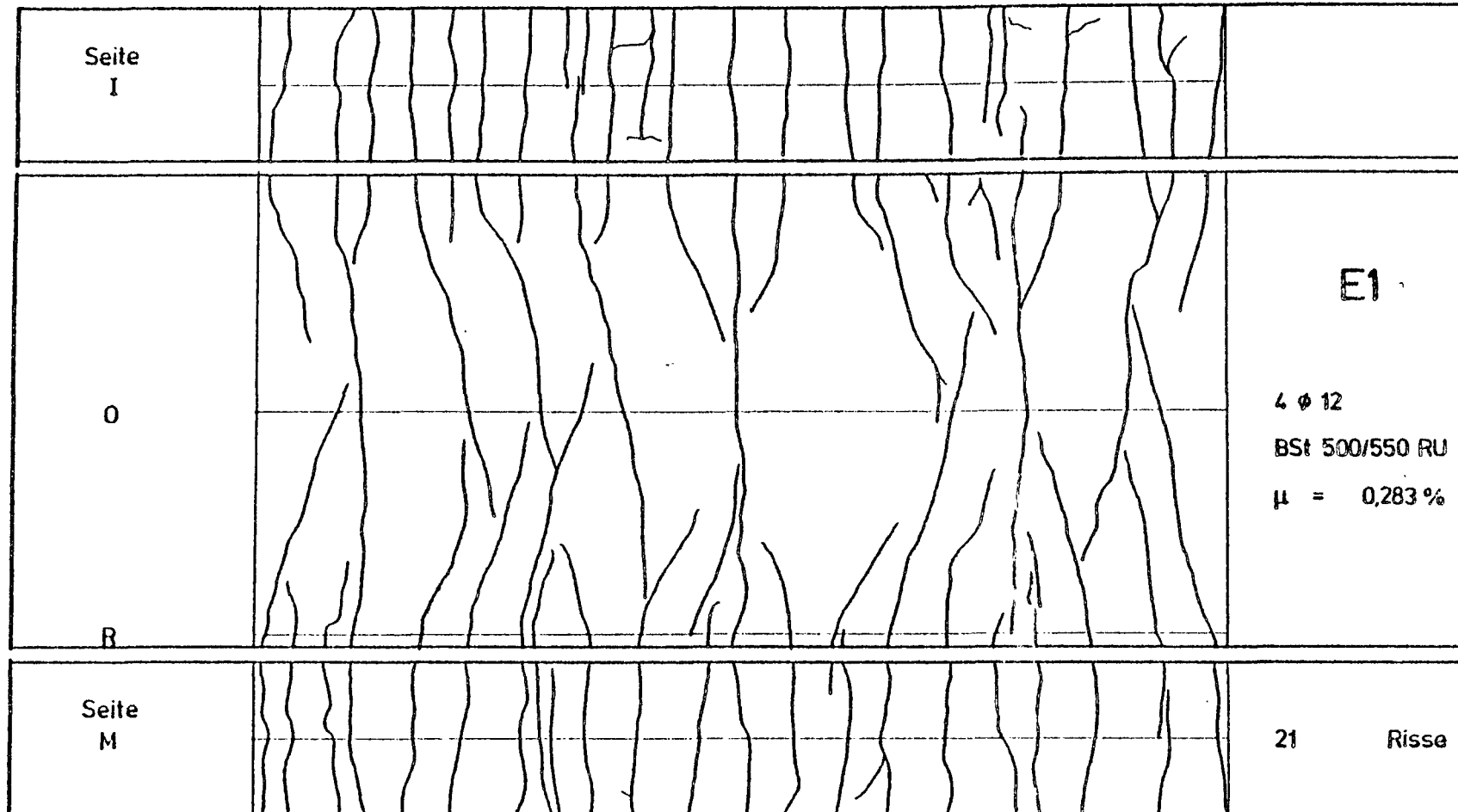


Abb. 3.46: Rißbild des Versuchskörpers E 1 (Oberseite und Seitenflächen)

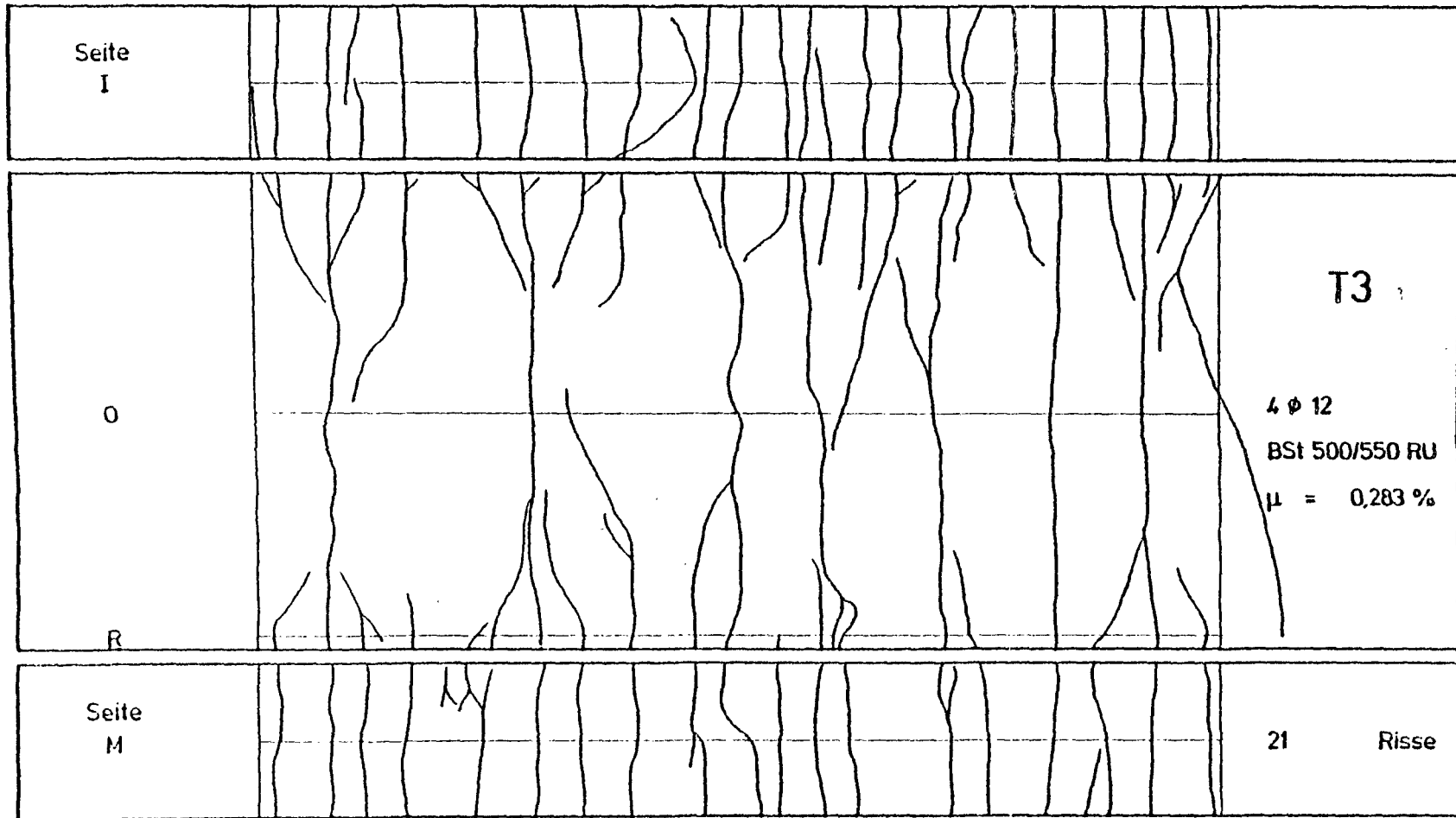


Abb. 3.47: Rißbild des Versuchskörpers T 3 (Oberseite und Seitenflächen)

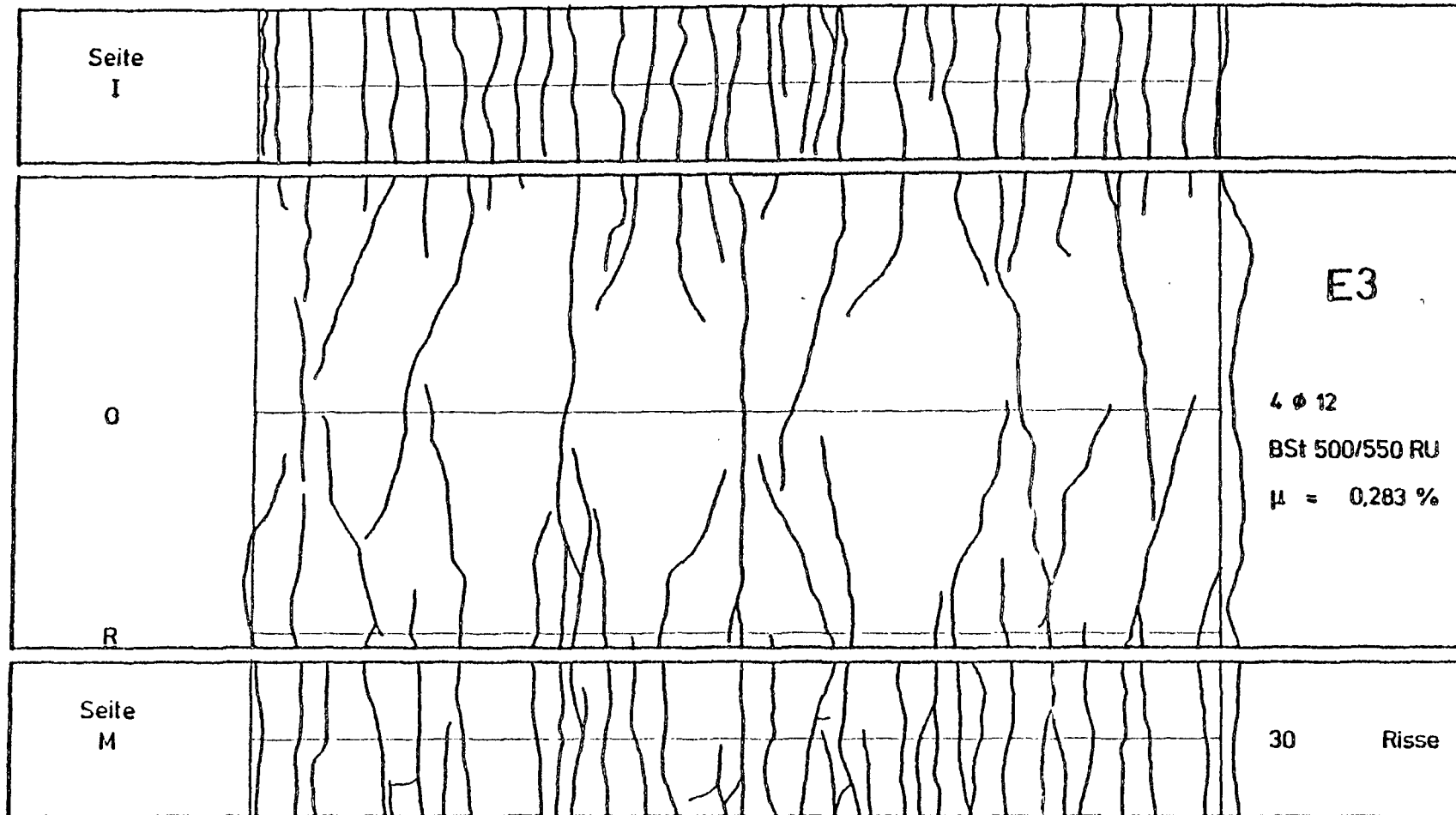


Abb. 3.48: Rißbild des Versuchskörpers E 3 (Oberseite und Seitenflächen)

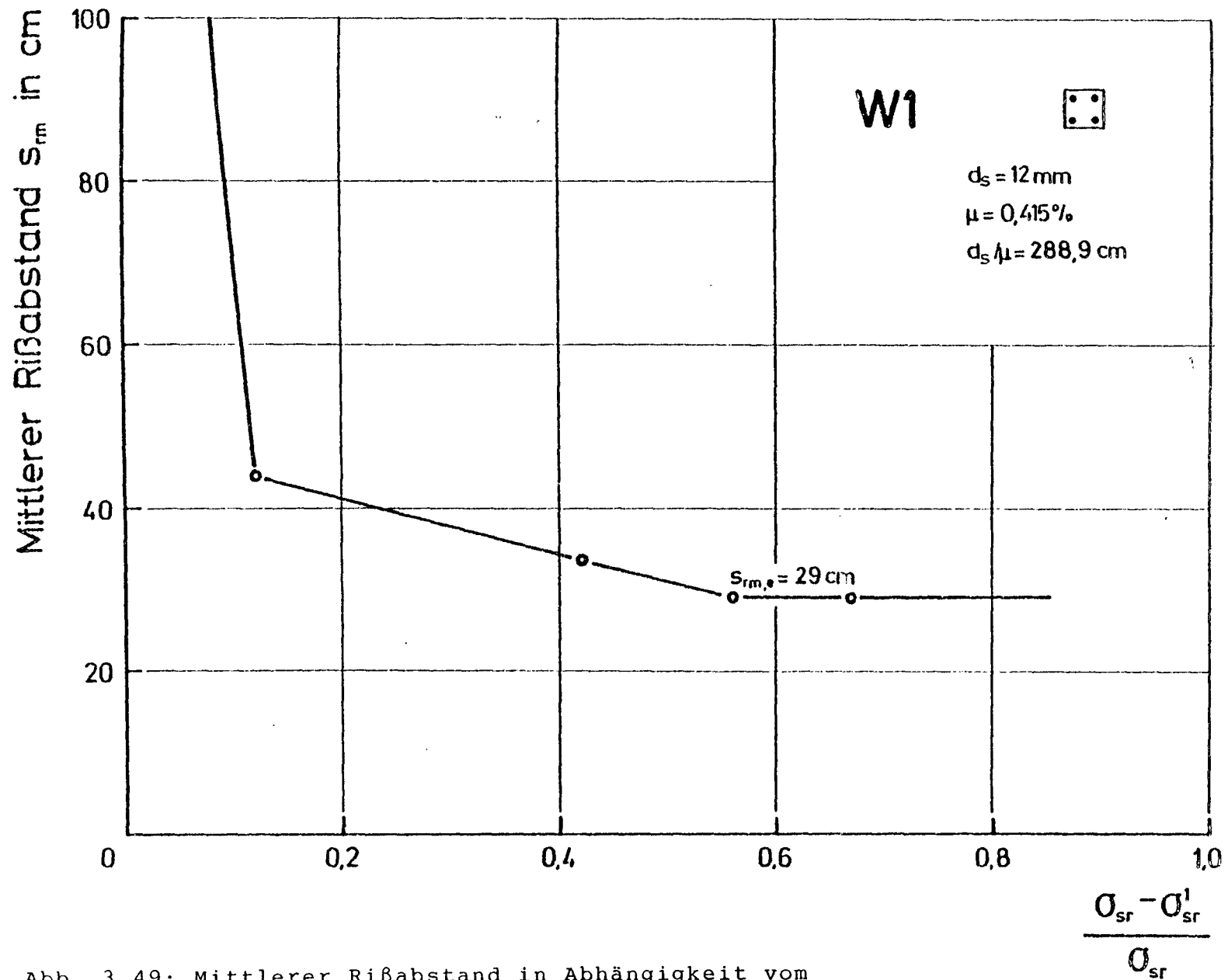


Abb. 3.49: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad beim Versuchskörper W 1

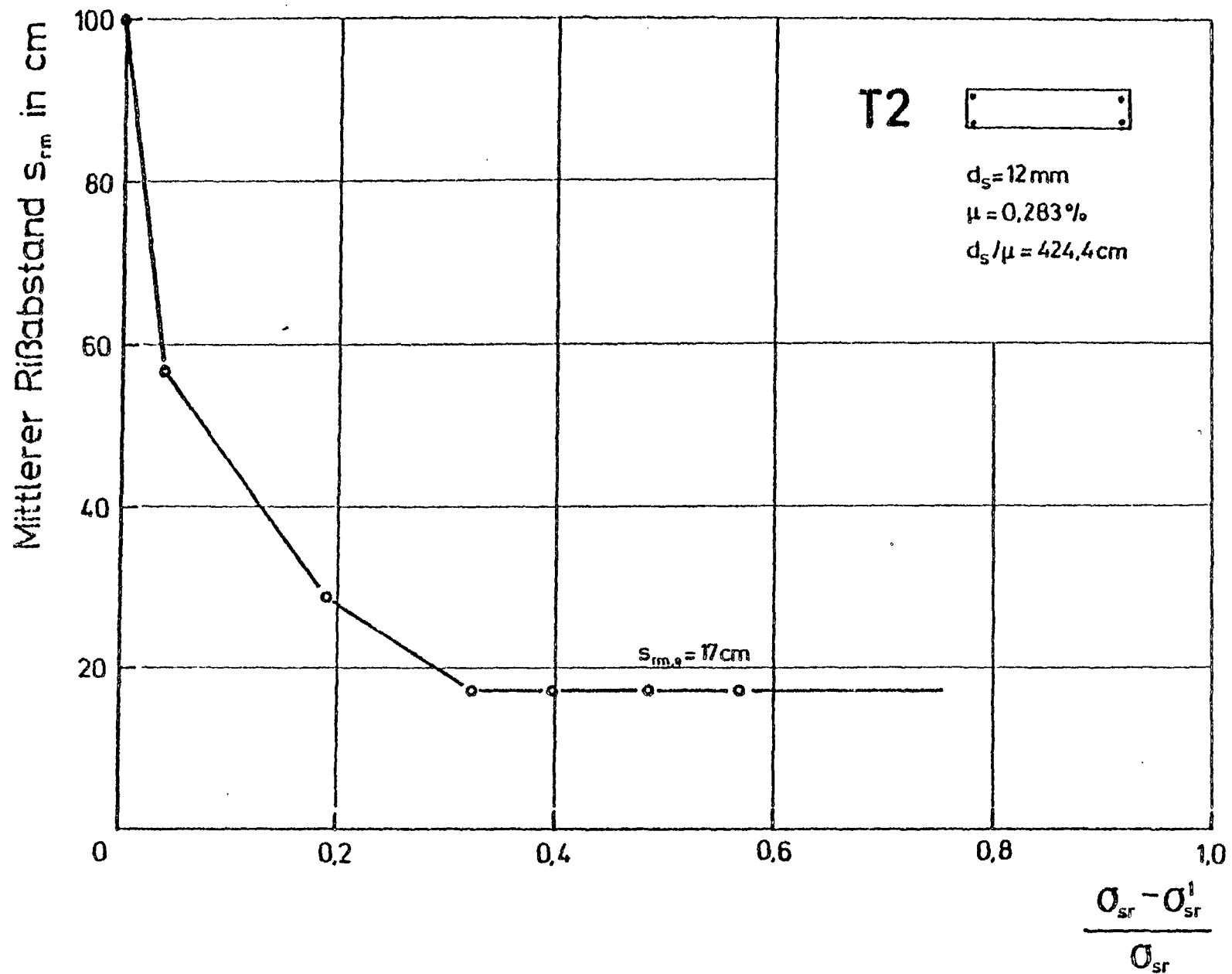


Abb. 3.50: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad beim Versuchskörper T 2

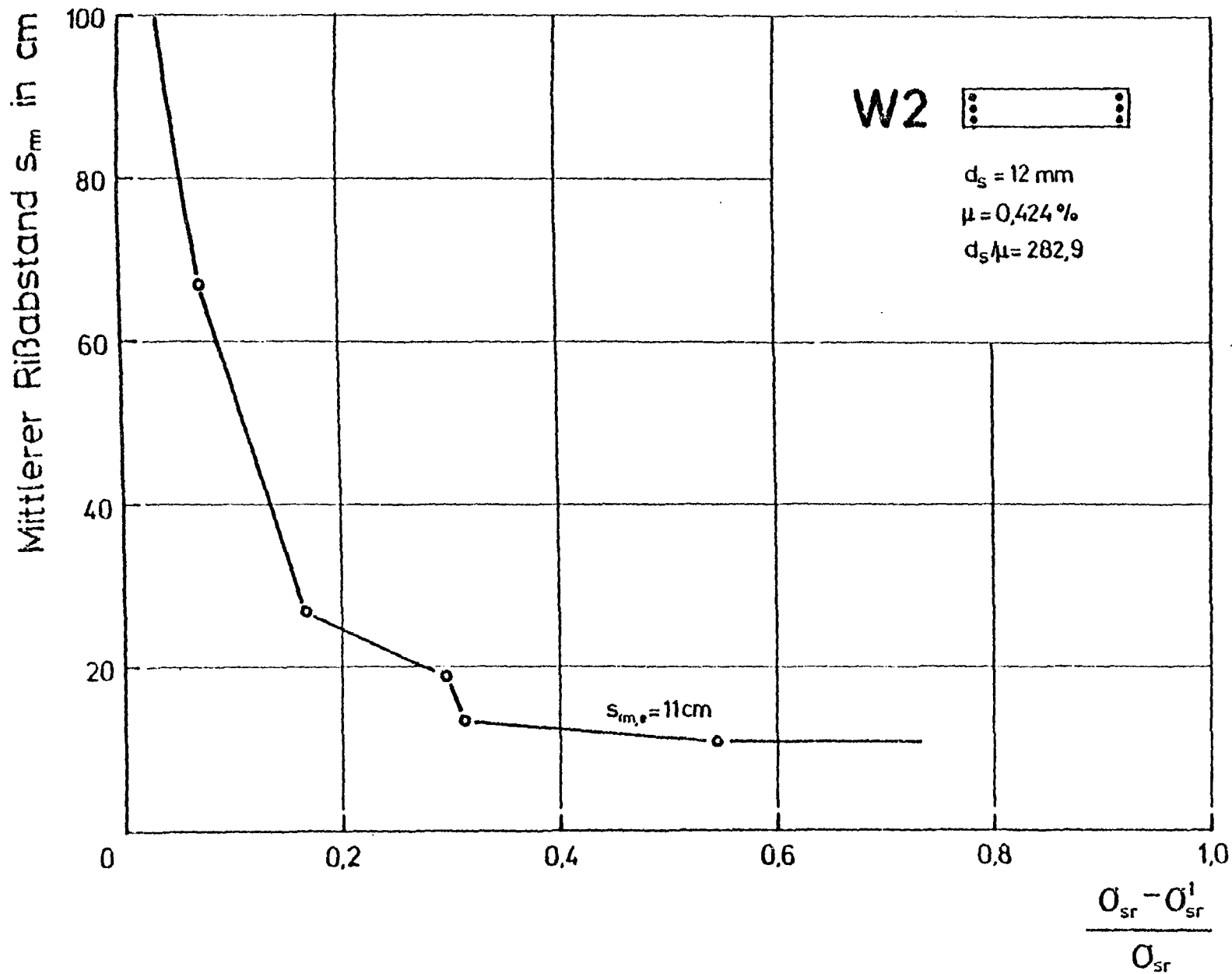


Abb. 3.51: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad beim Versuchskörper W 2

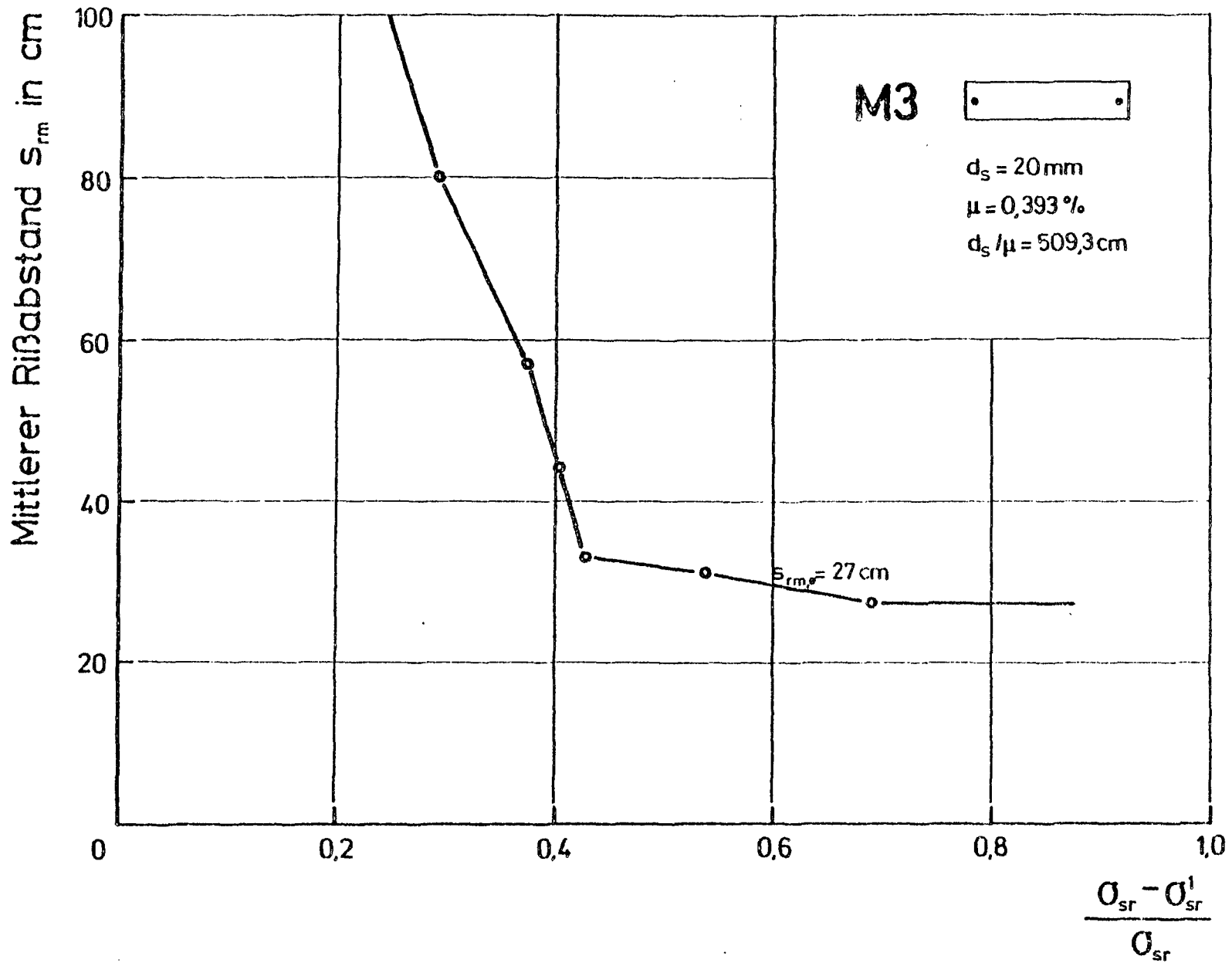


Abb. 3.52: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom

Beanspruchungsgrad beim Versuchskörper M 3

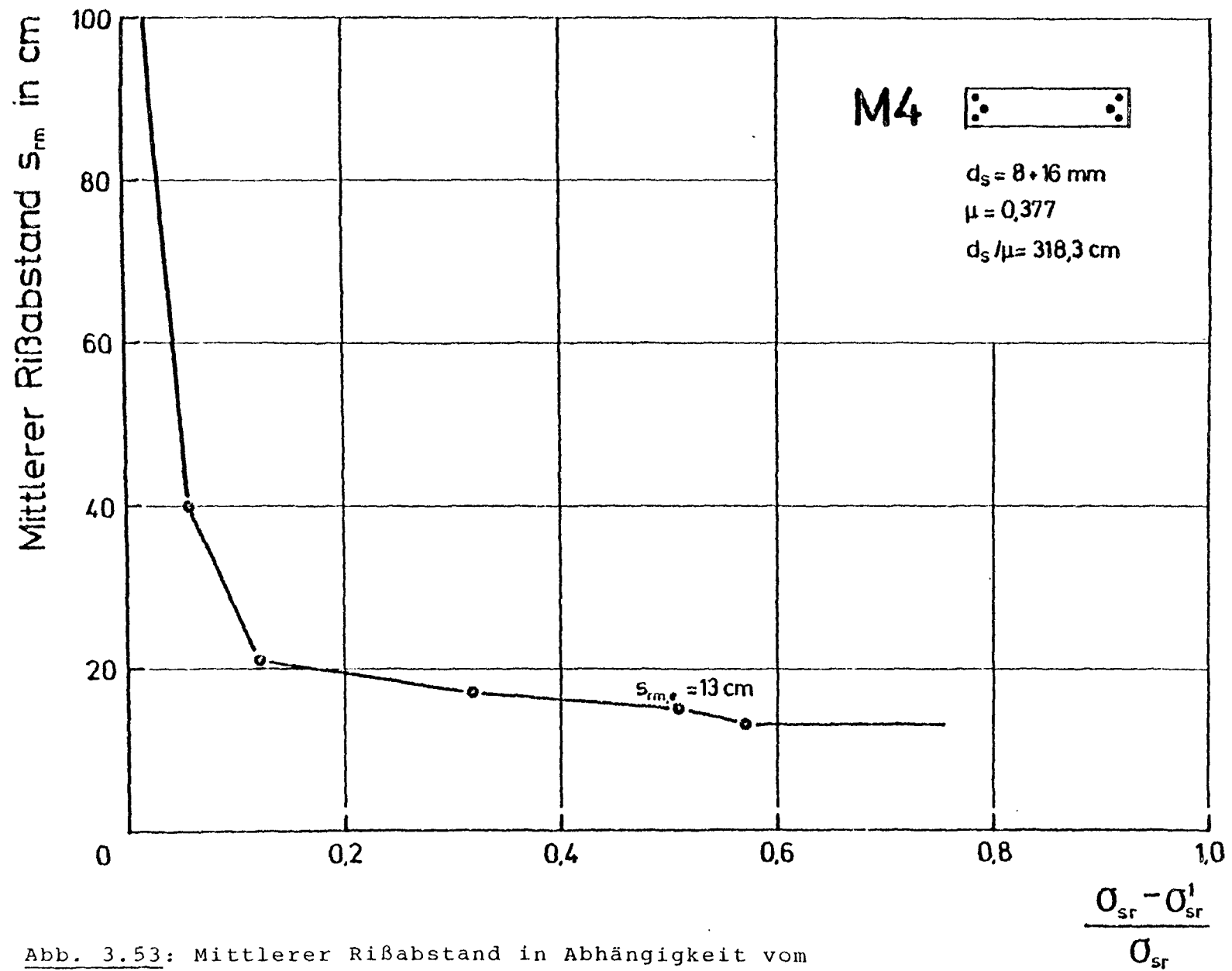


Abb. 3.53: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad beim Versuchskörper M 4

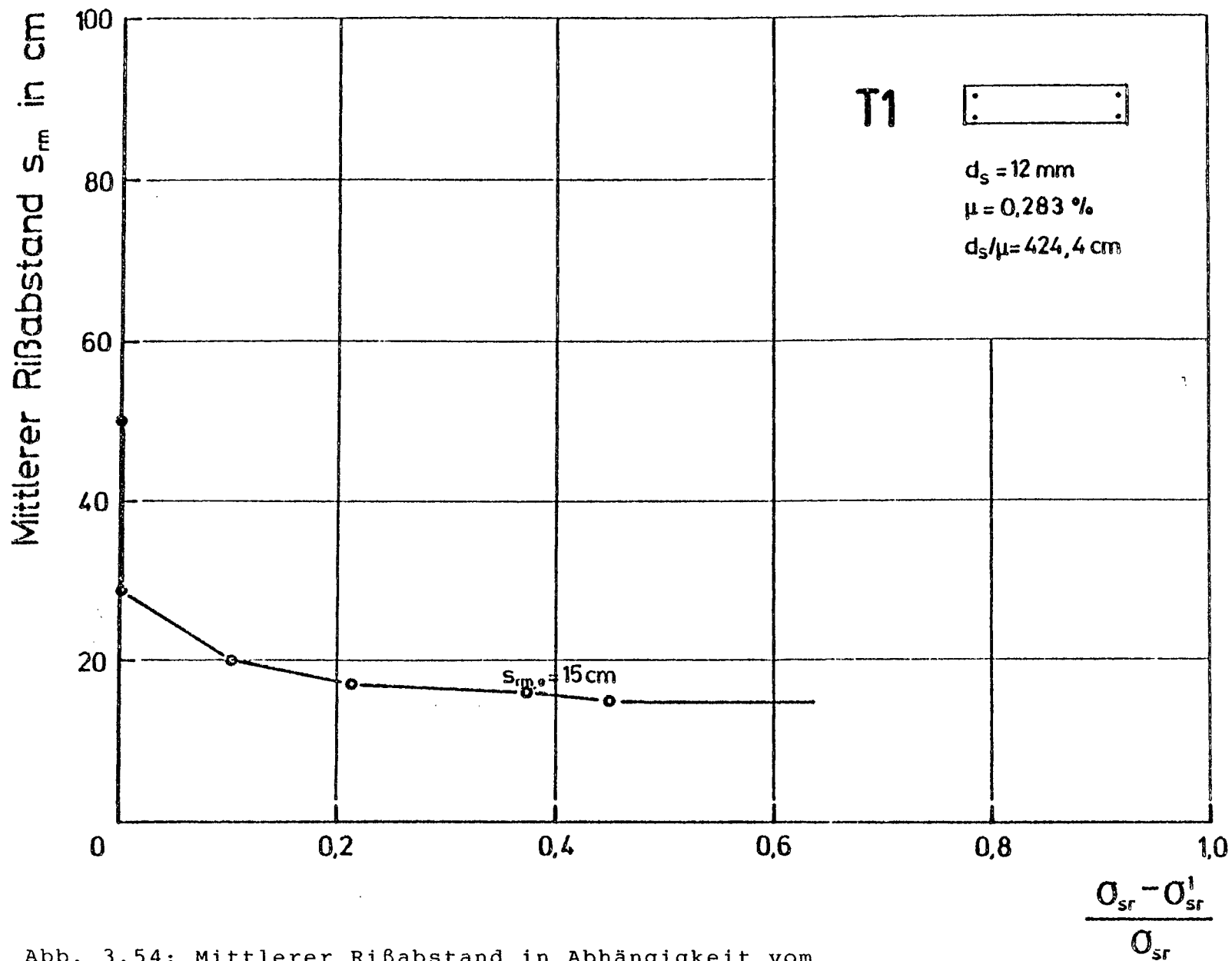


Abb. 3.54: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad beim Versuchskörper T 1

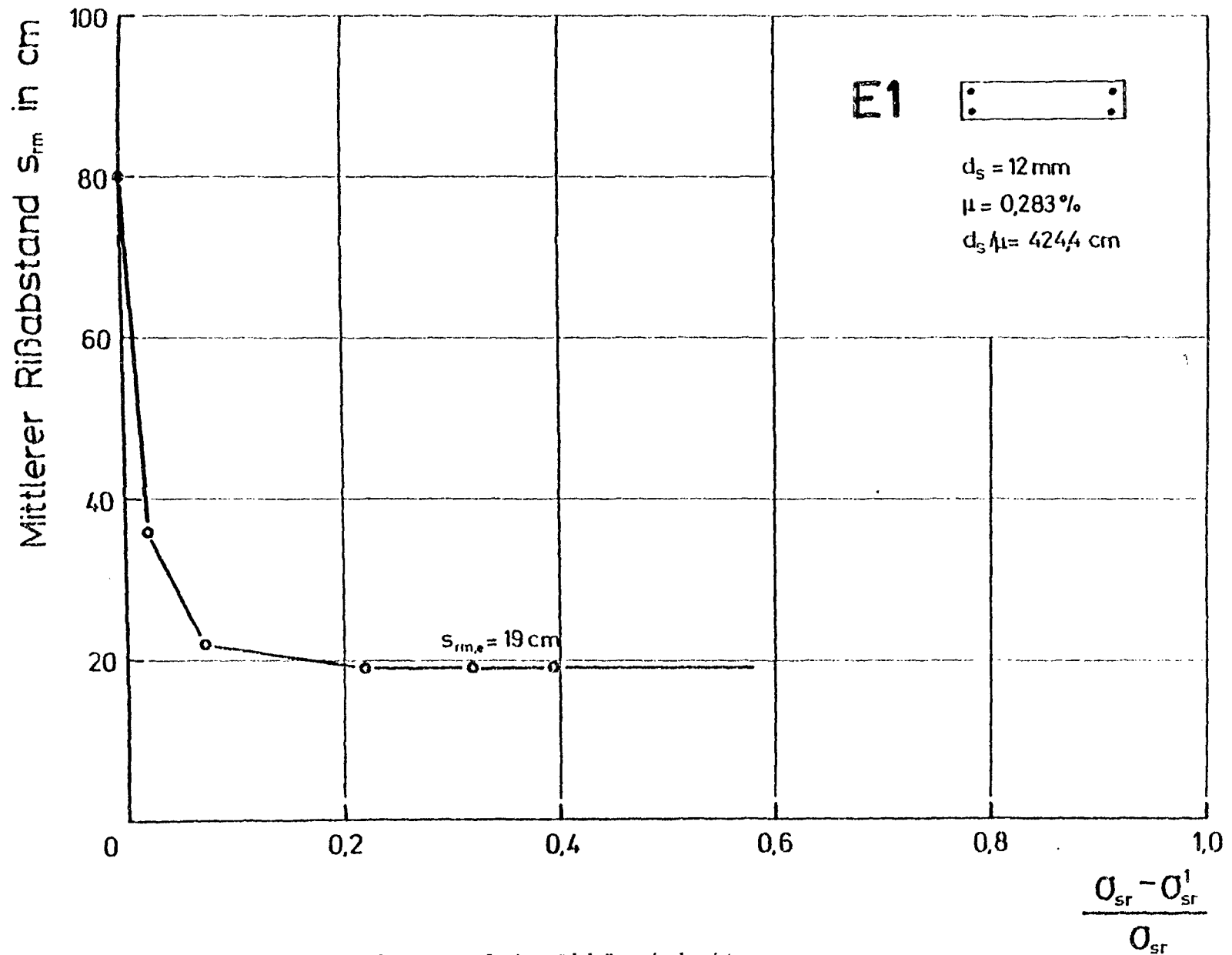


Abb. 3.55: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad beim Versuchskörper E 1

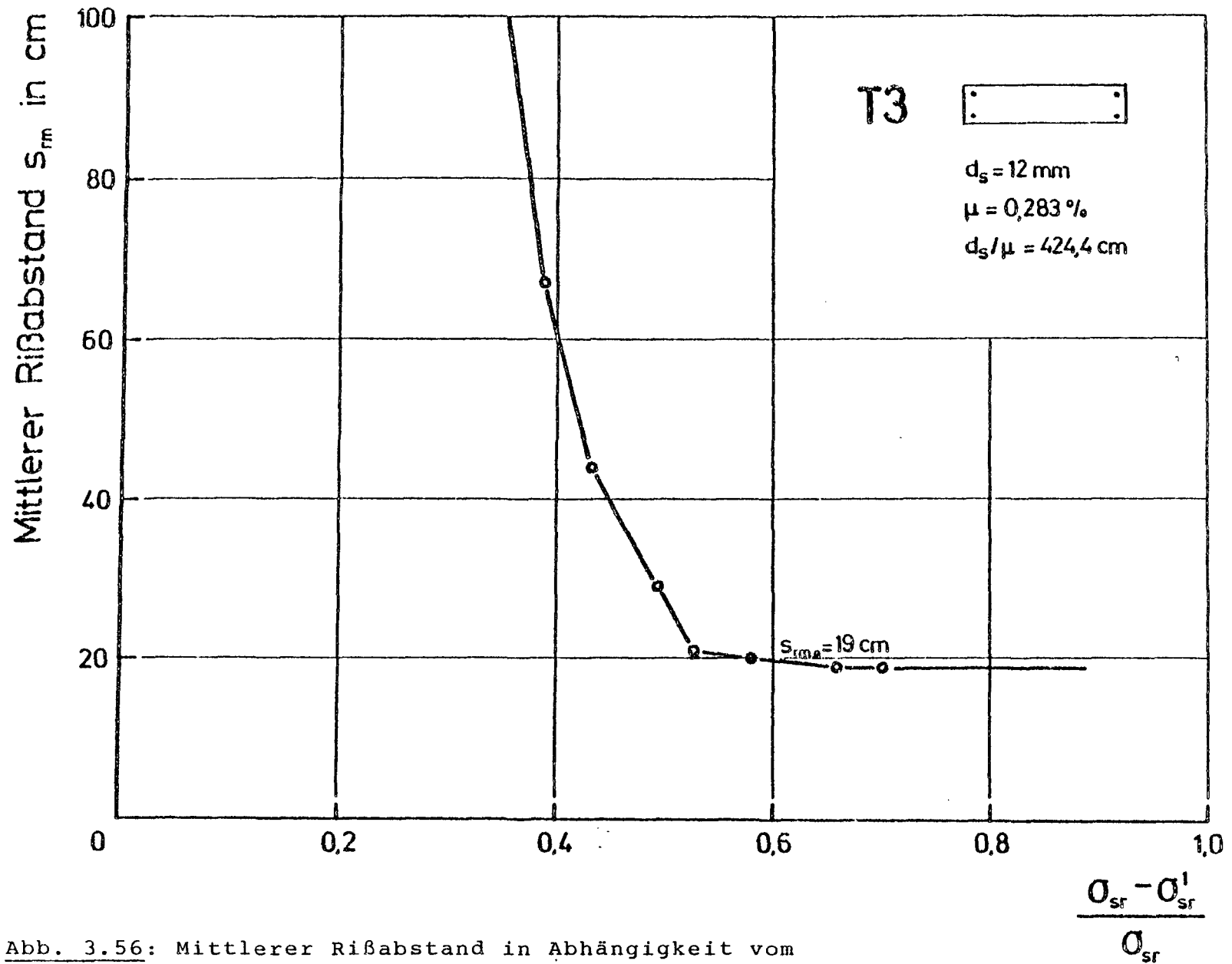


Abb. 3.56: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad beim Versuchskörper T 3

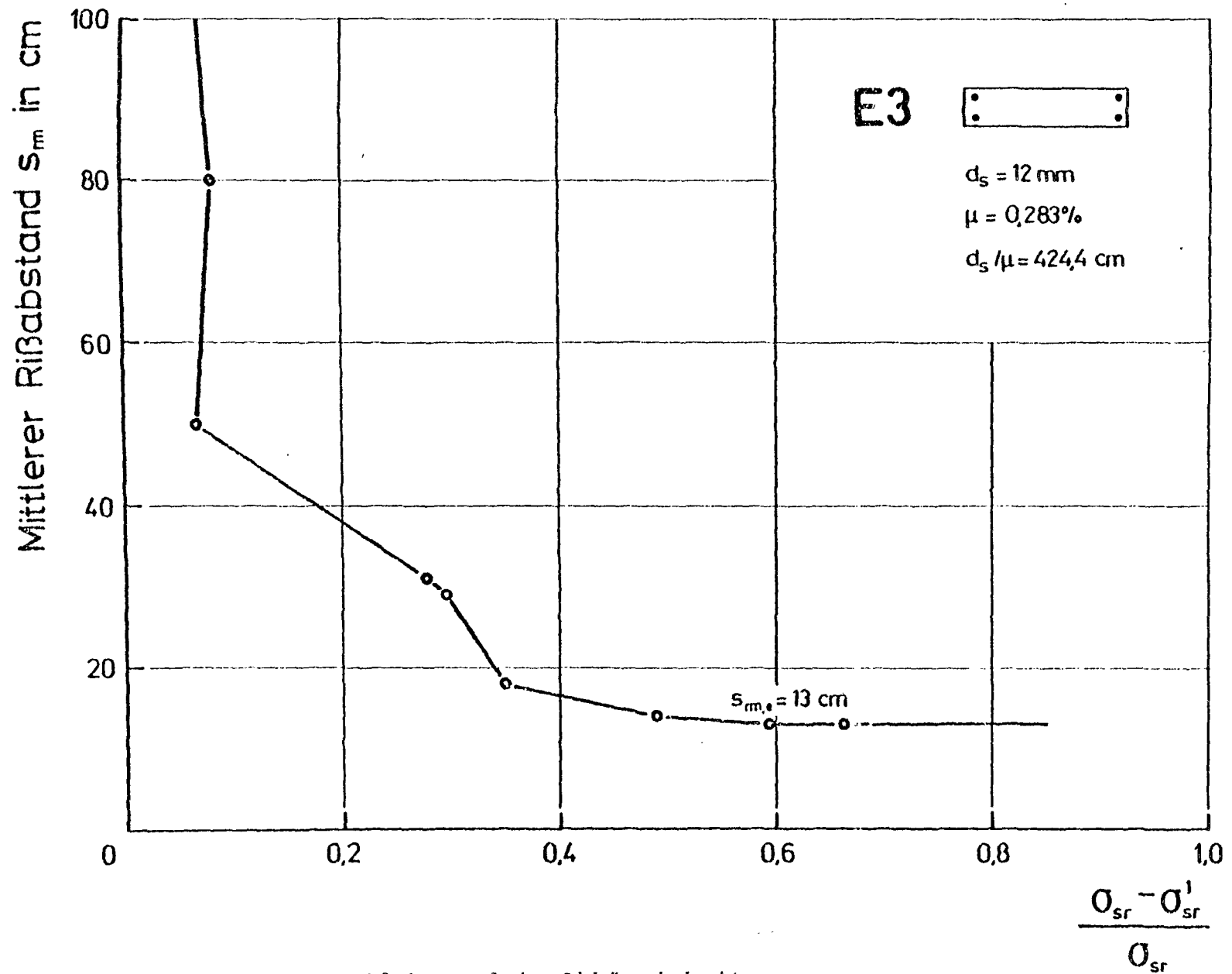


Abb. 3.57: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad beim Versuchskörper E 3

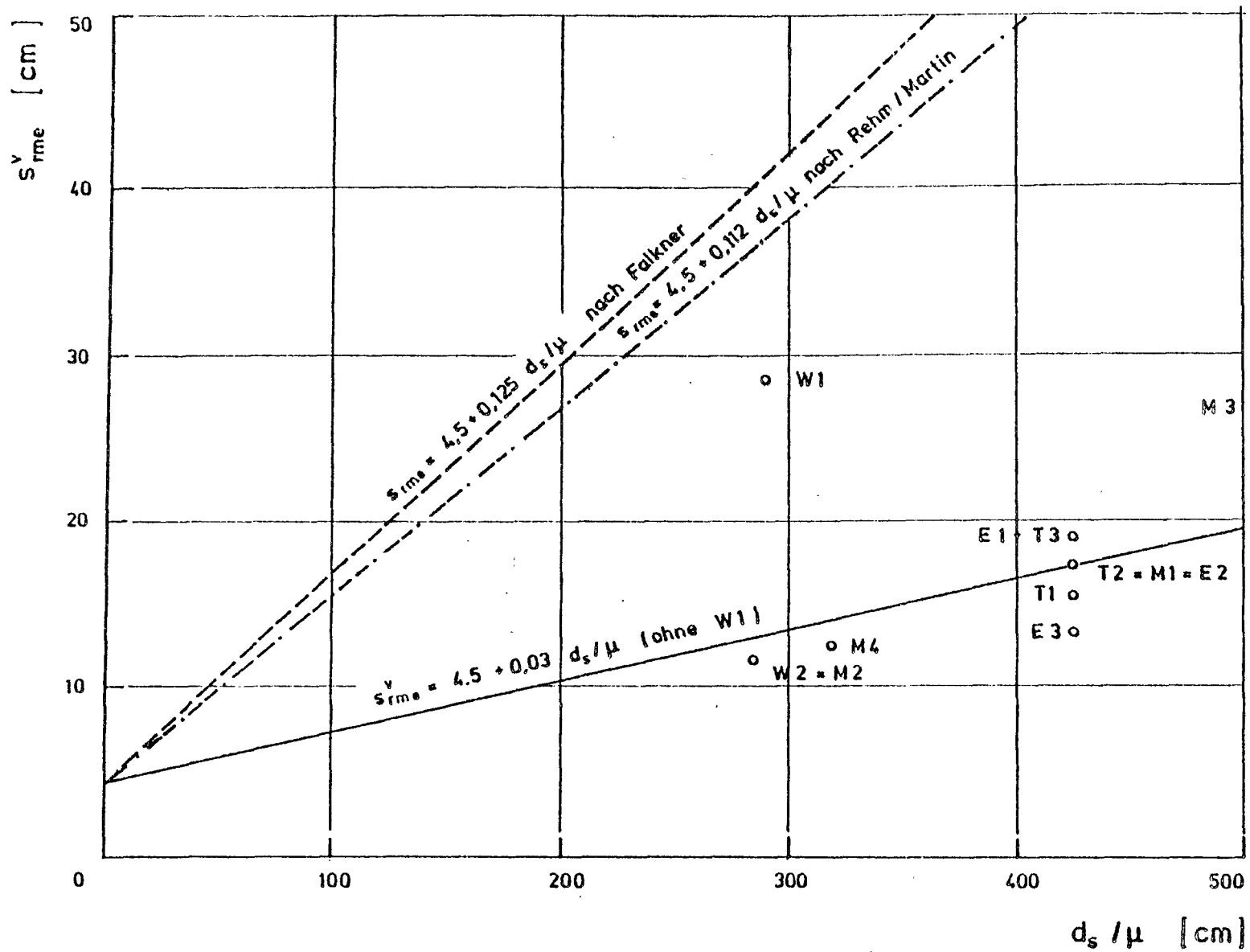
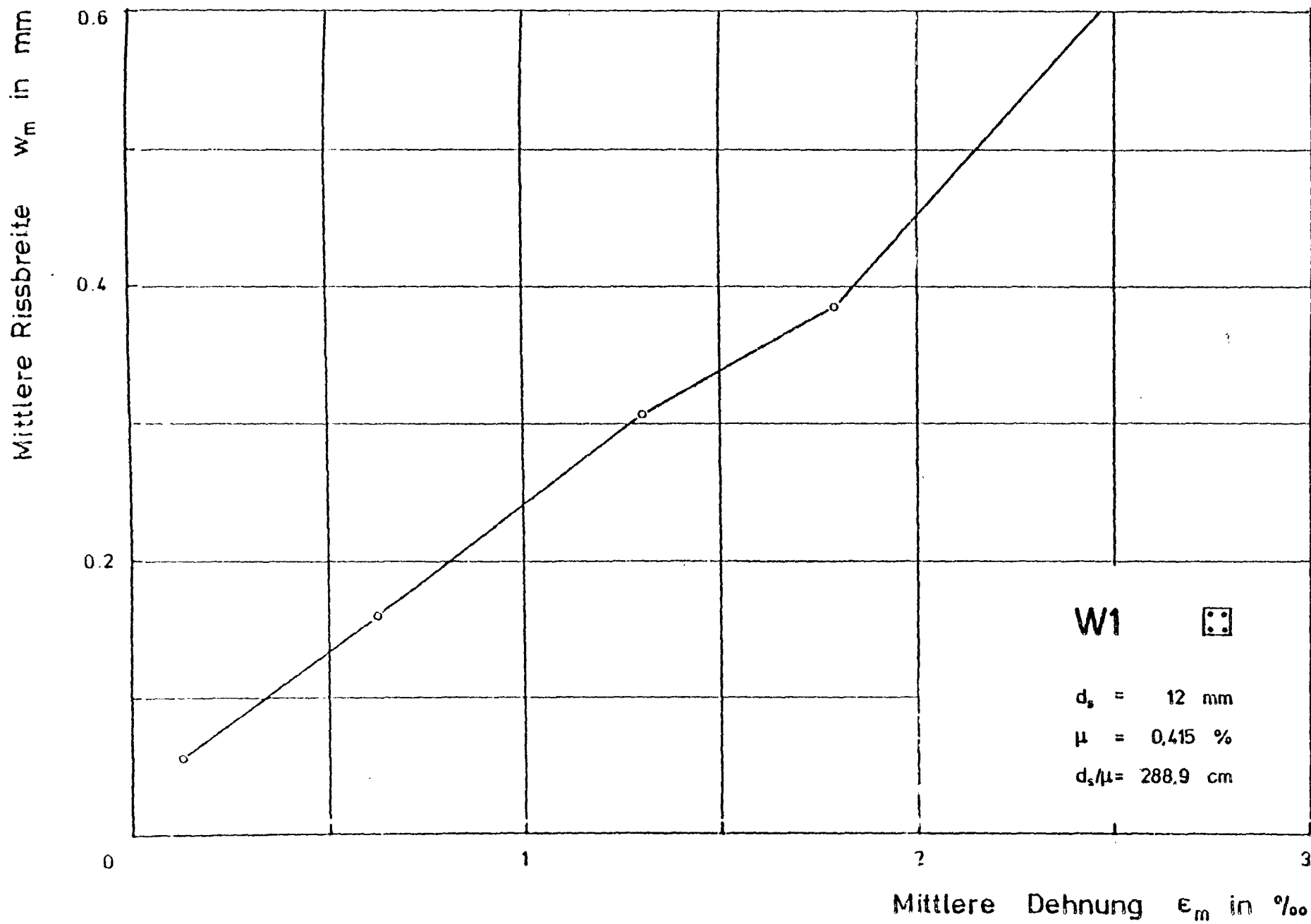
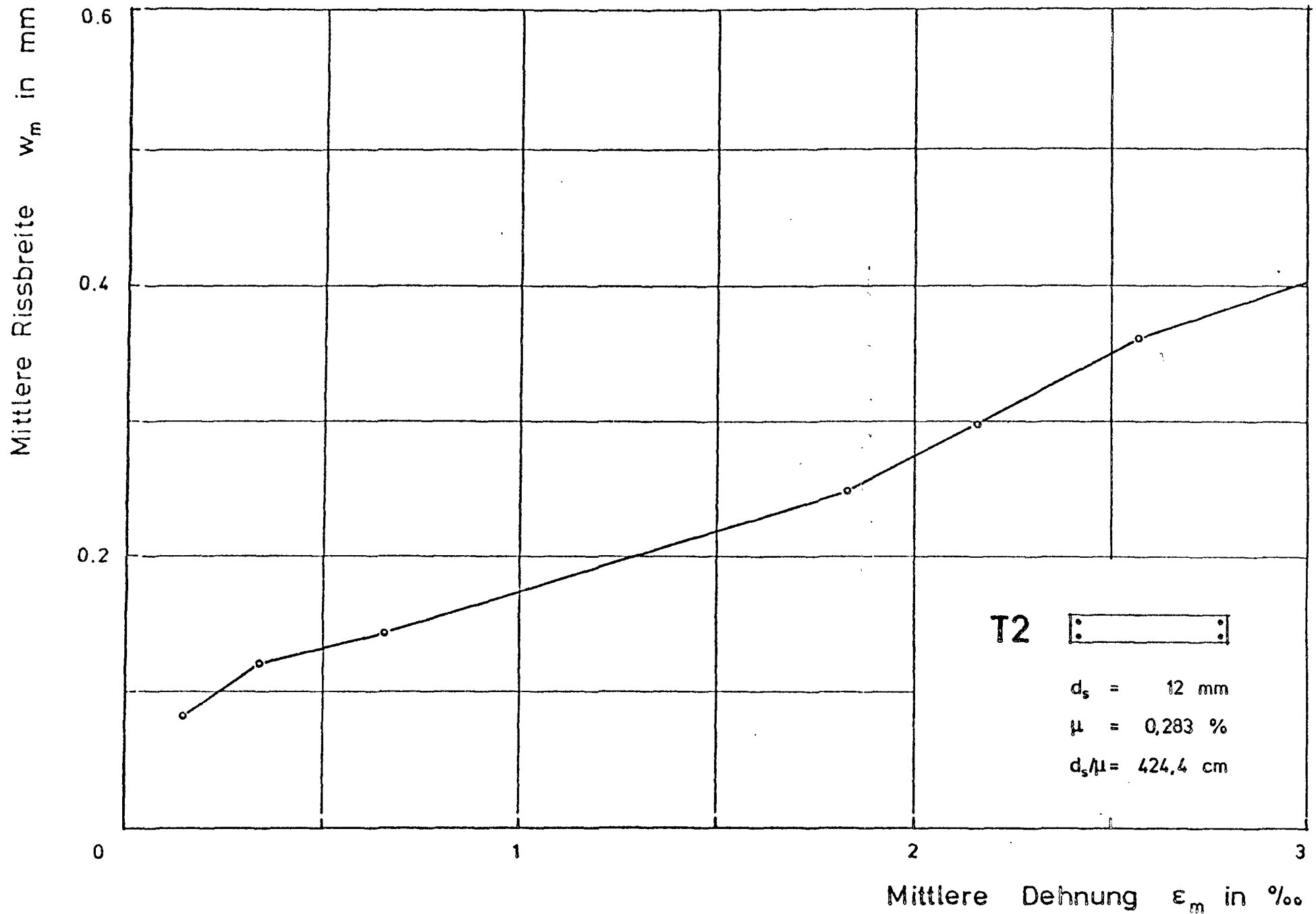
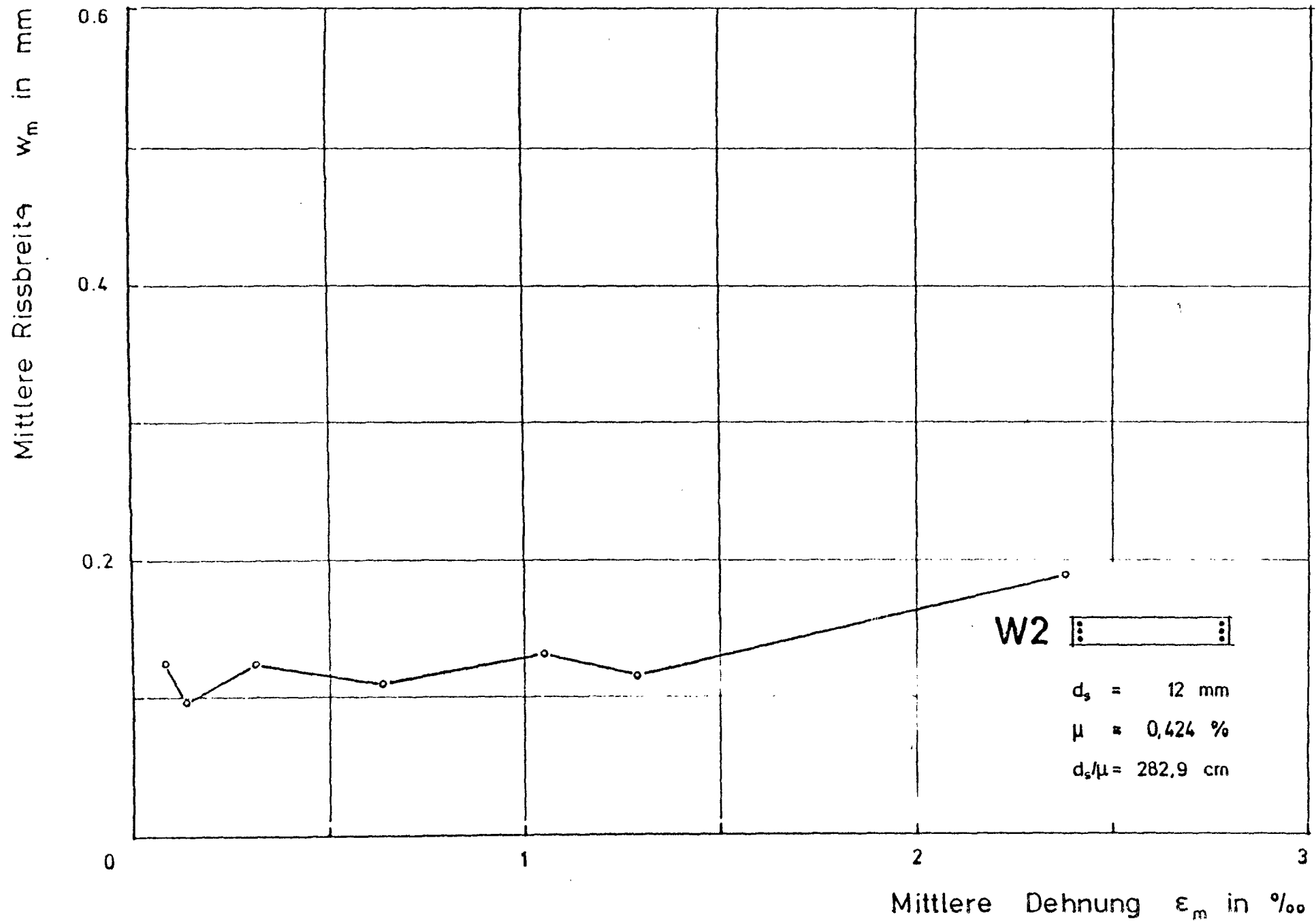
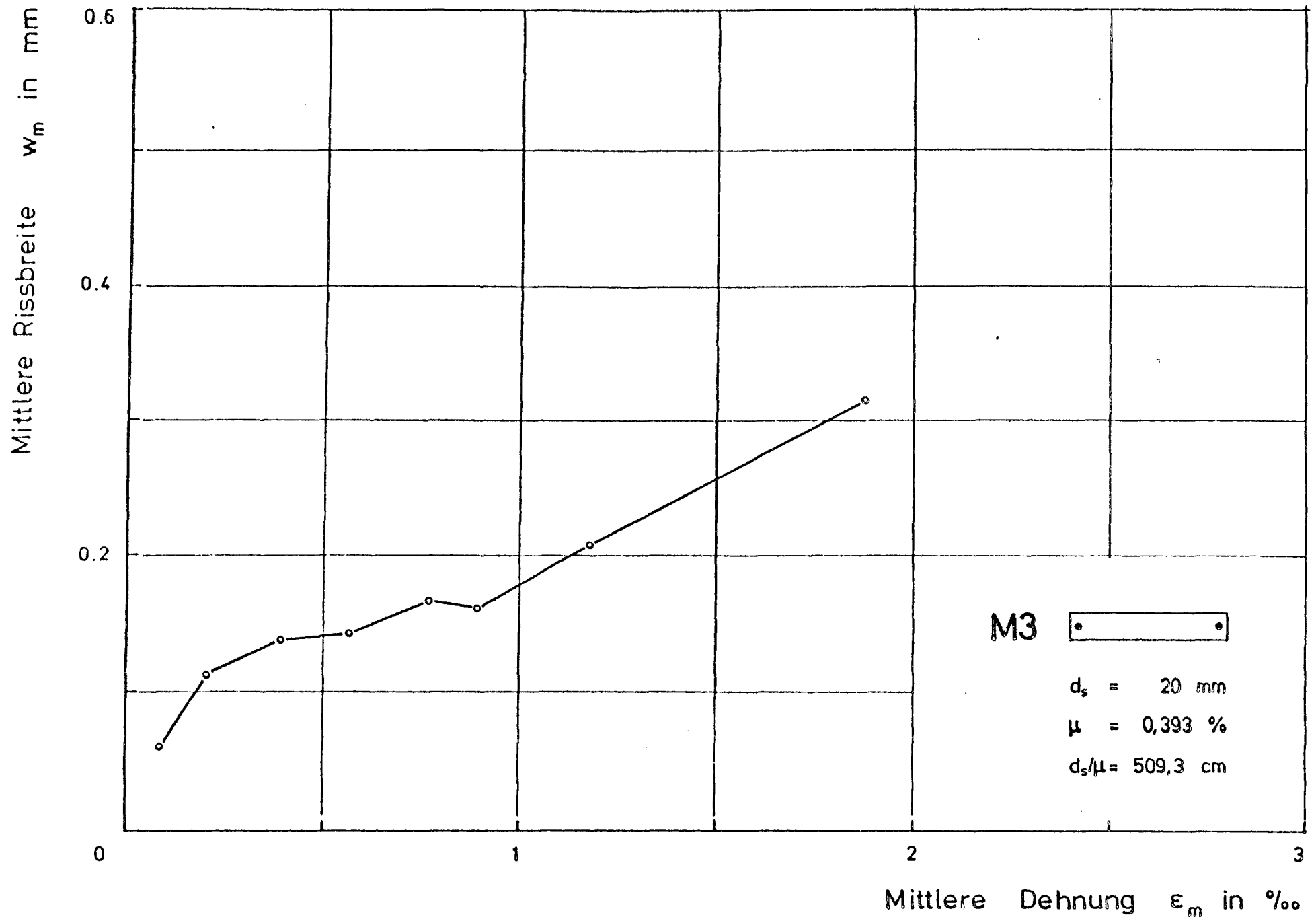


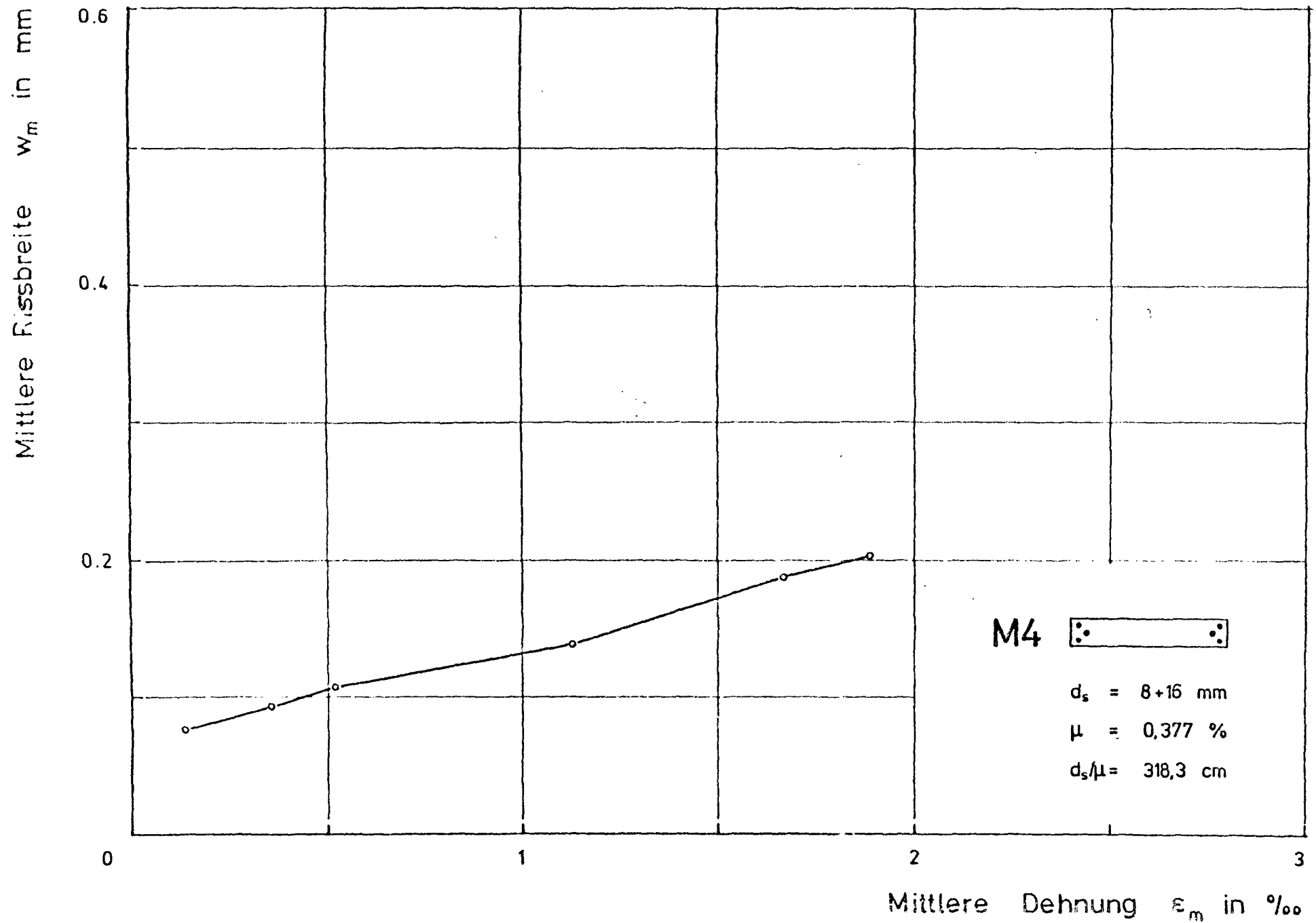
Abb. 3.58: Abhängigkeit des mittleren Endrißabstandes vom Verhältnis d_s / μ

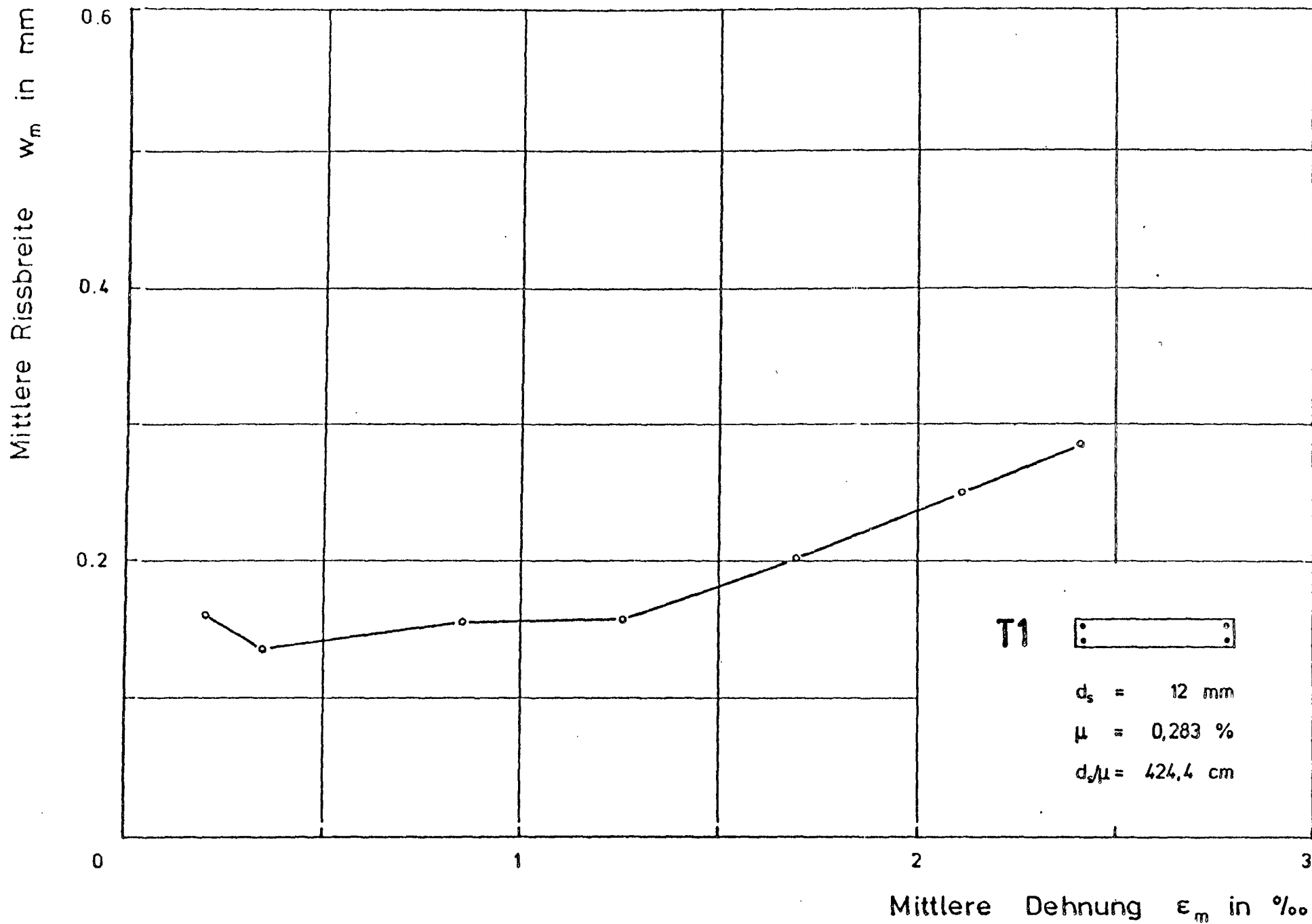


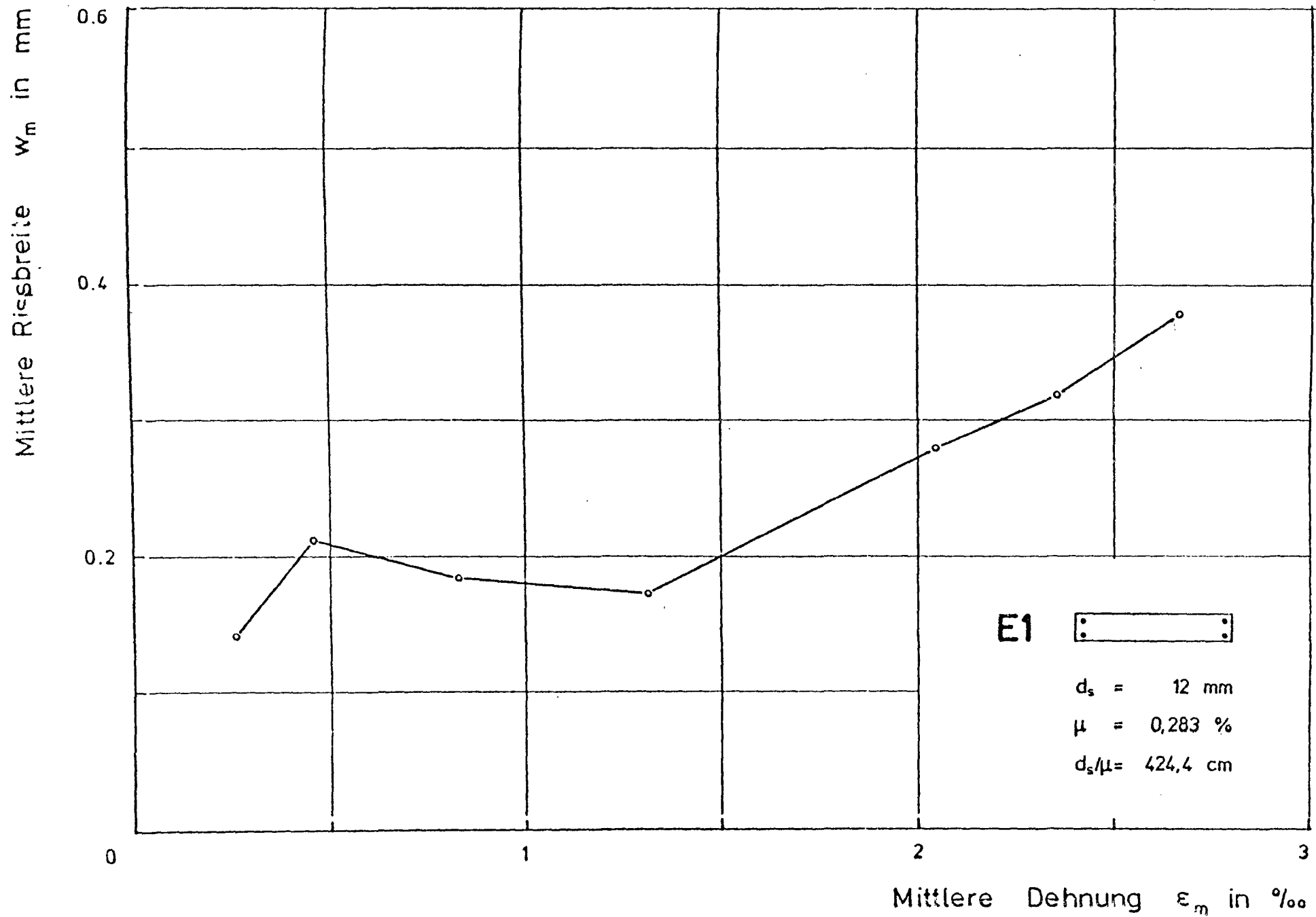












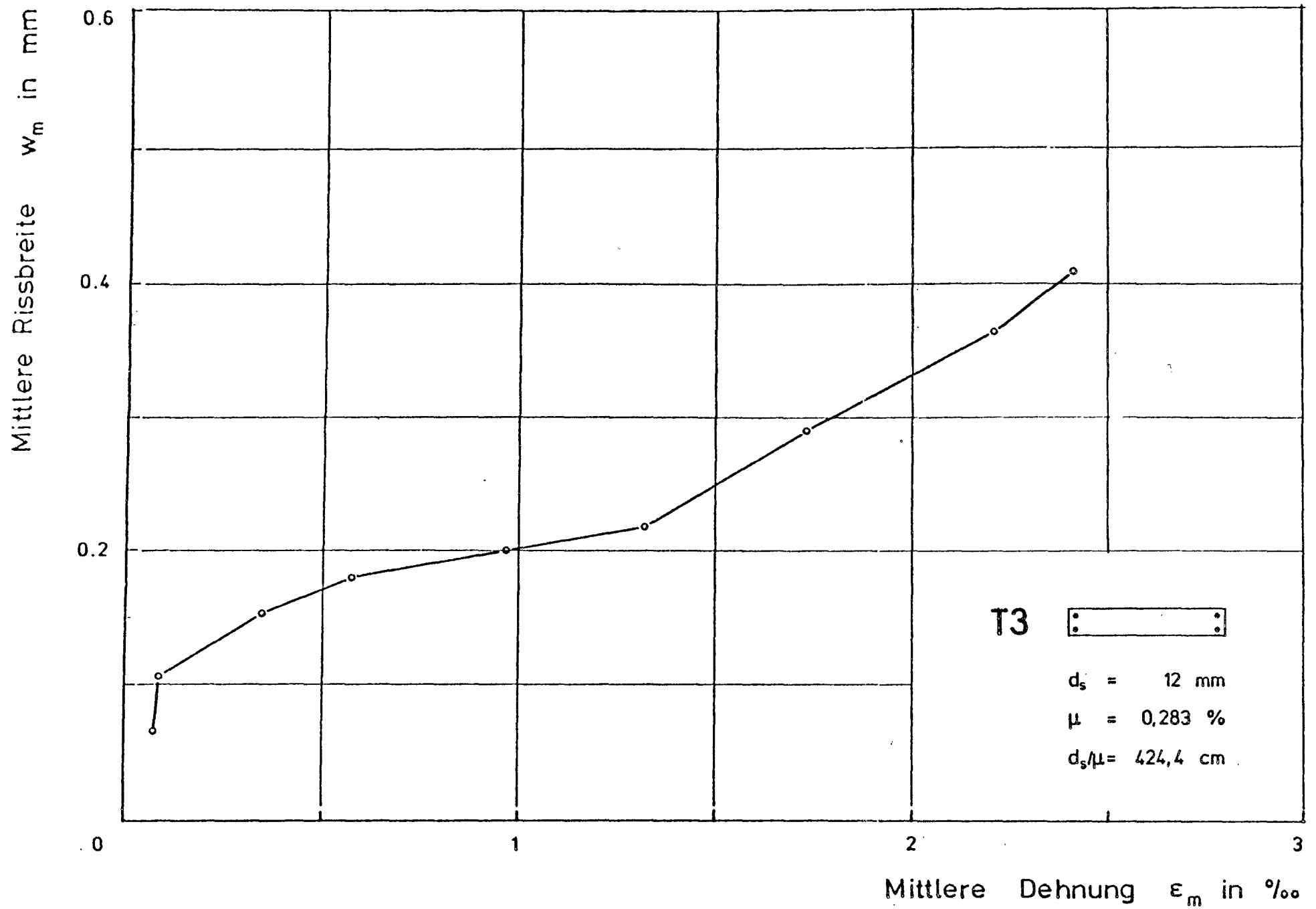


Abb. 3.66: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der mittleren Dehnung ϵ_m beim Versuchskörper E/02/2015
<http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00058891>

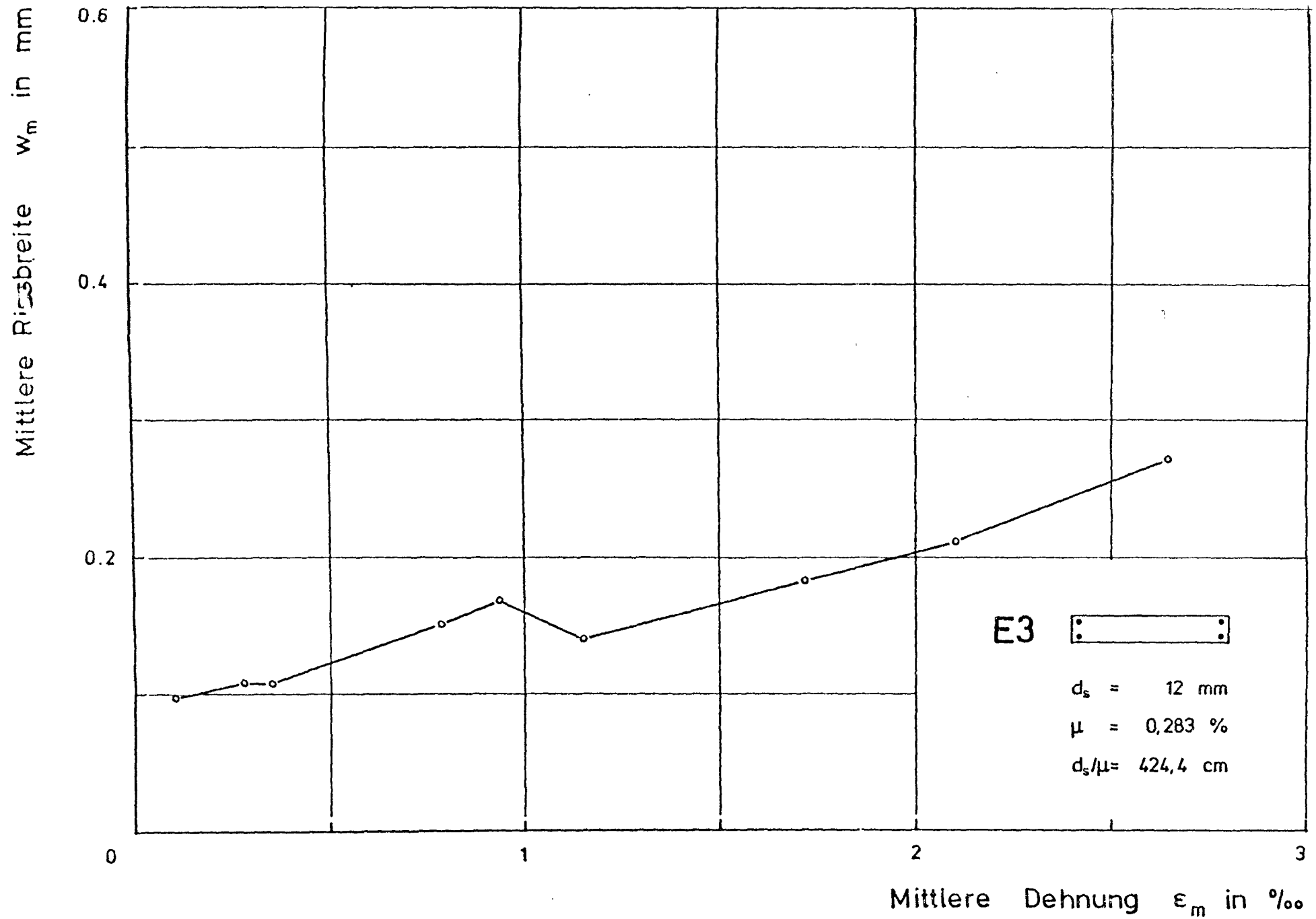


Abb. 3.67: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der mittleren Dehnung ϵ_m beim Versuchskörper E3

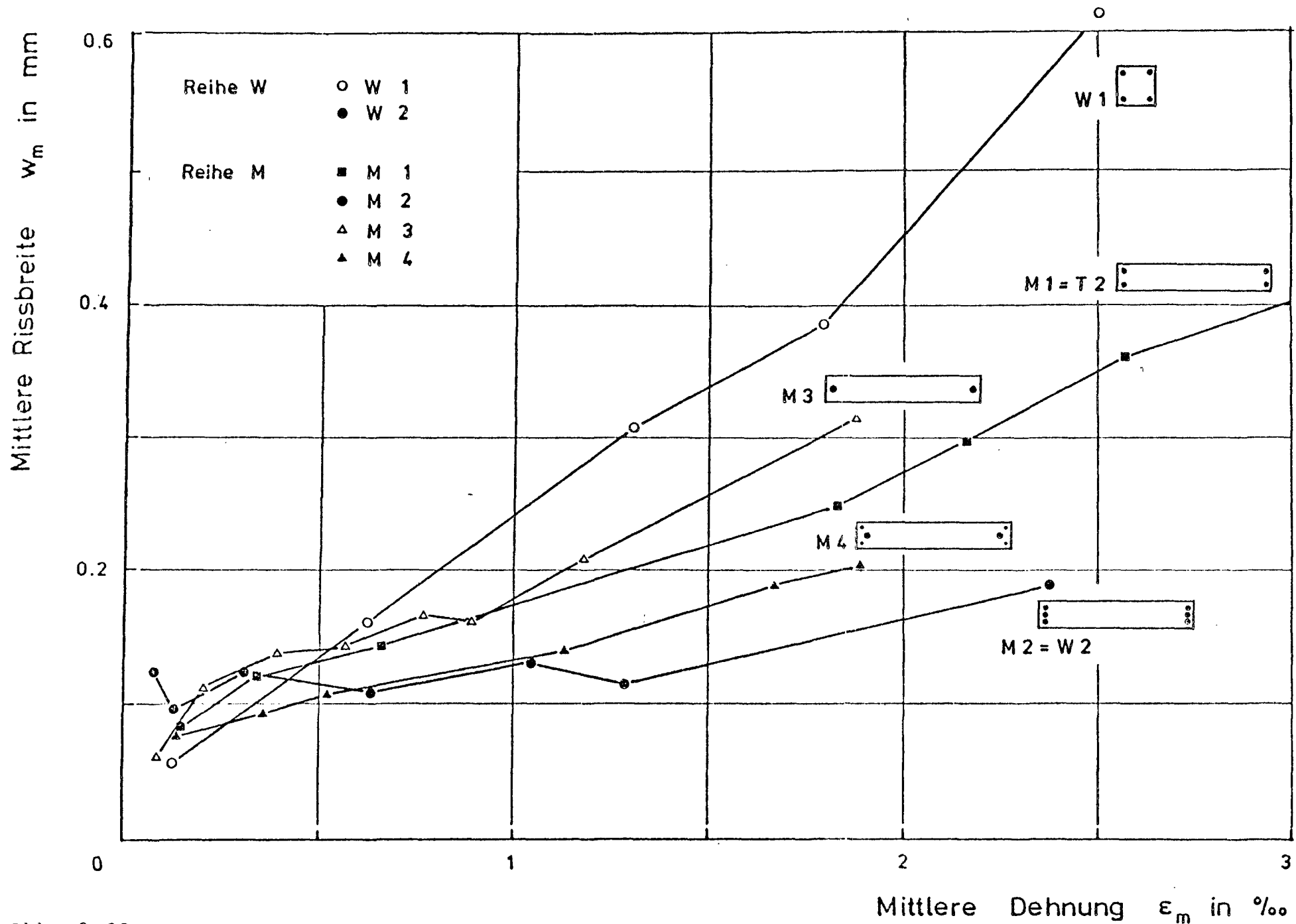


Abb. 3.68: $w - \epsilon$ -Verlauf, Reihe W und M

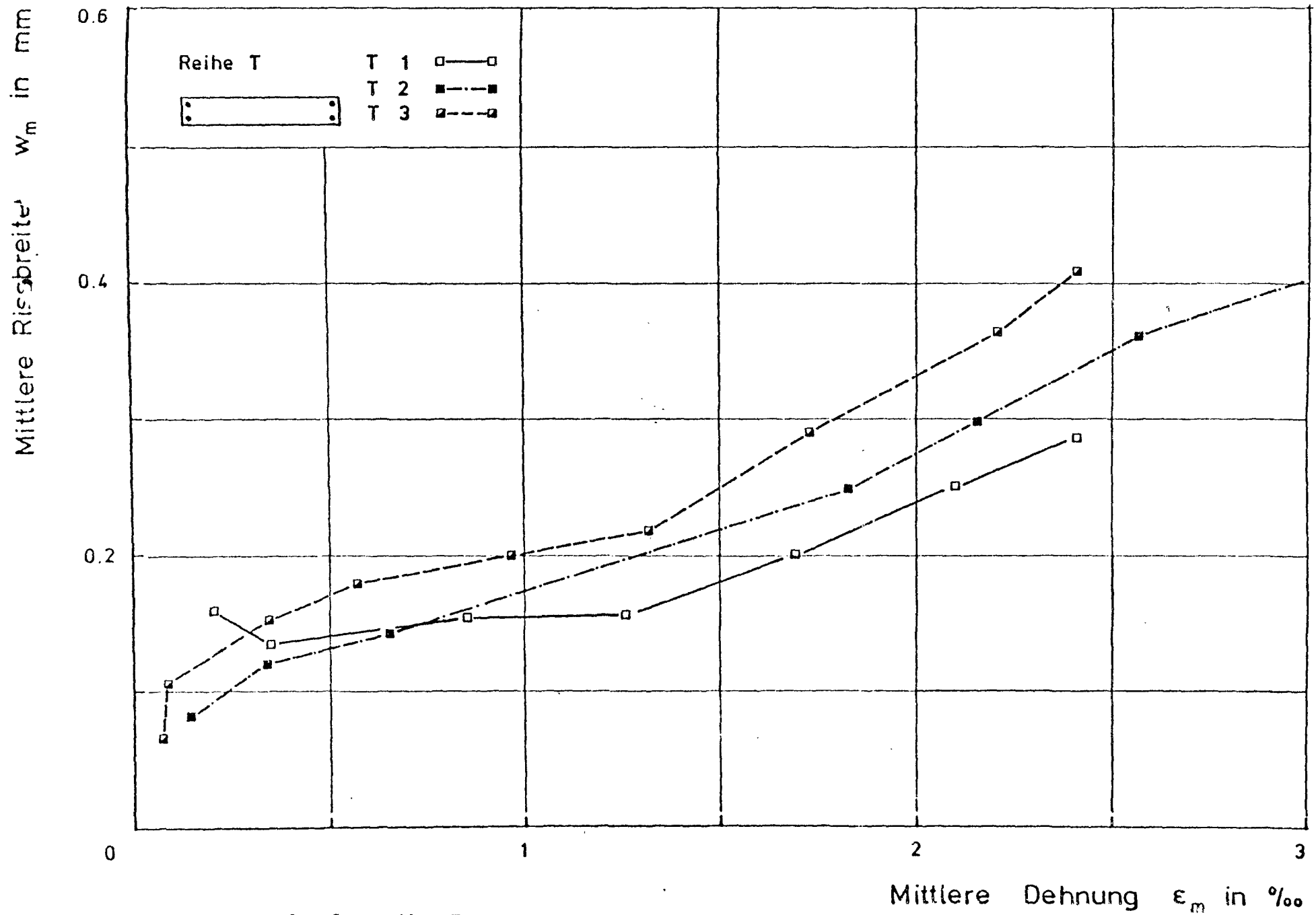


Abb. 3.69: w_m - ϵ_m -Verlauf, Reihe T

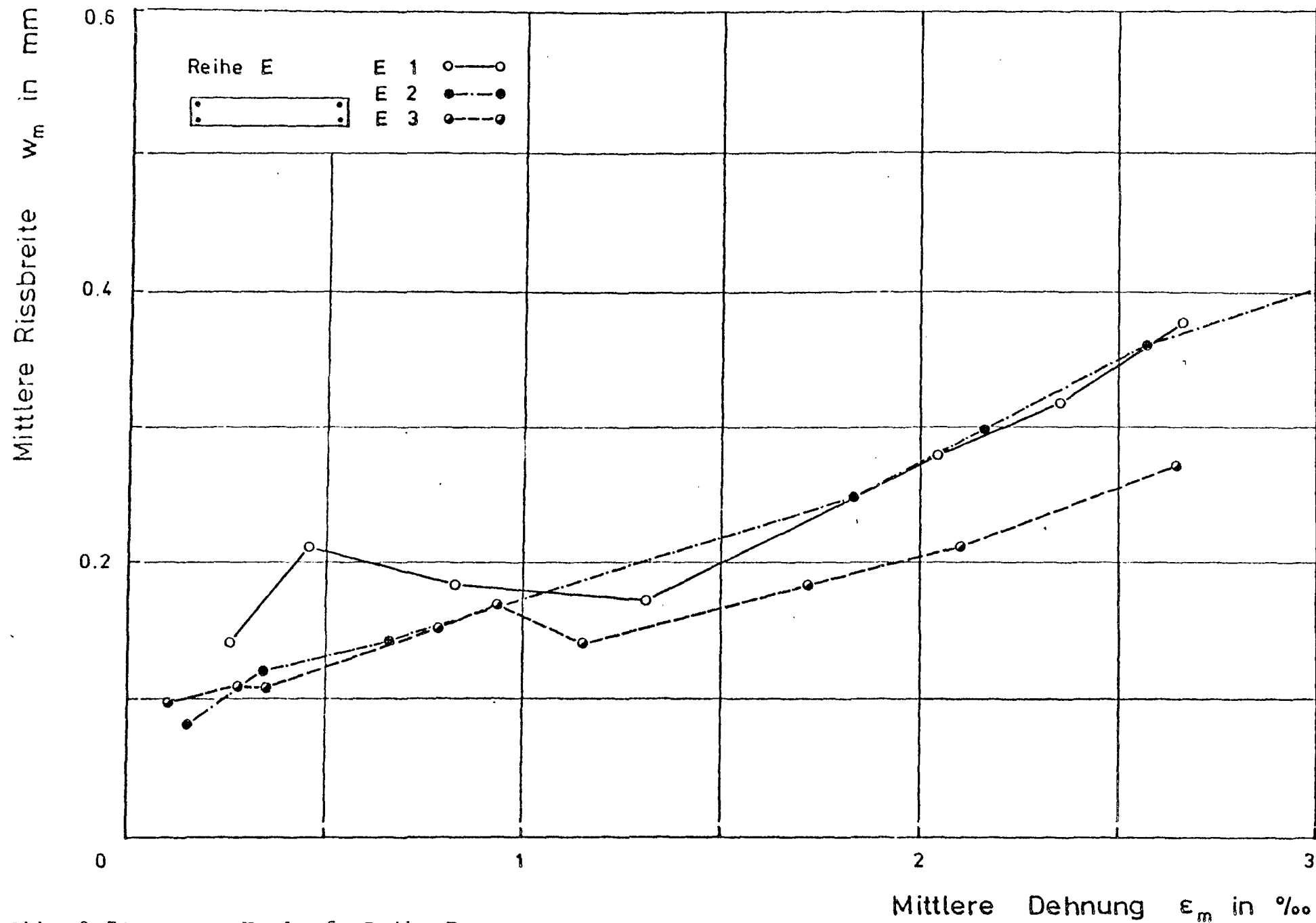
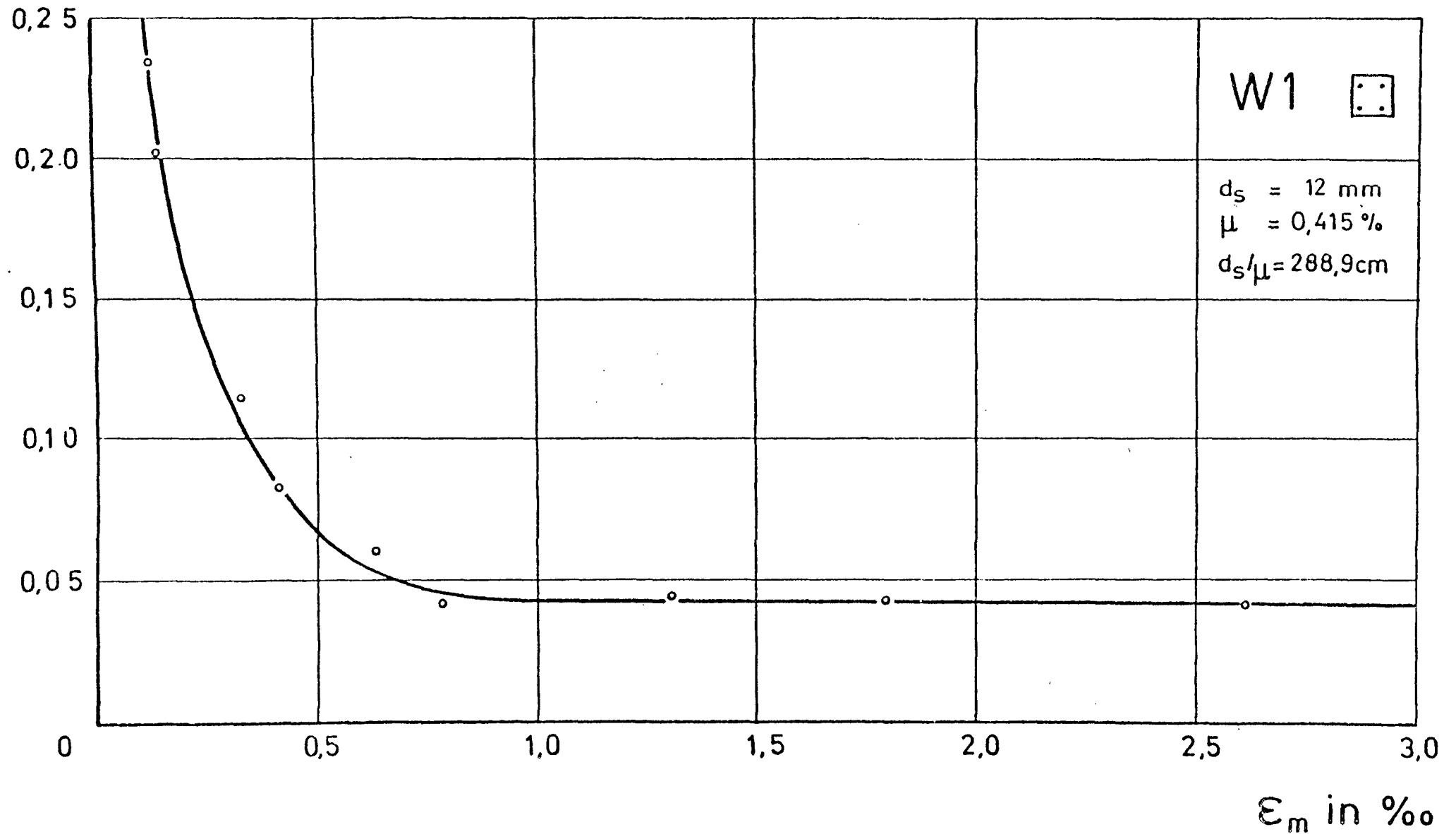


Abb. 3.70: $w - \epsilon$ -Verlauf, Reihe E

$$k_5 = K_D / K_{Di}$$



$$k_5 = K_D / K_{Di}$$

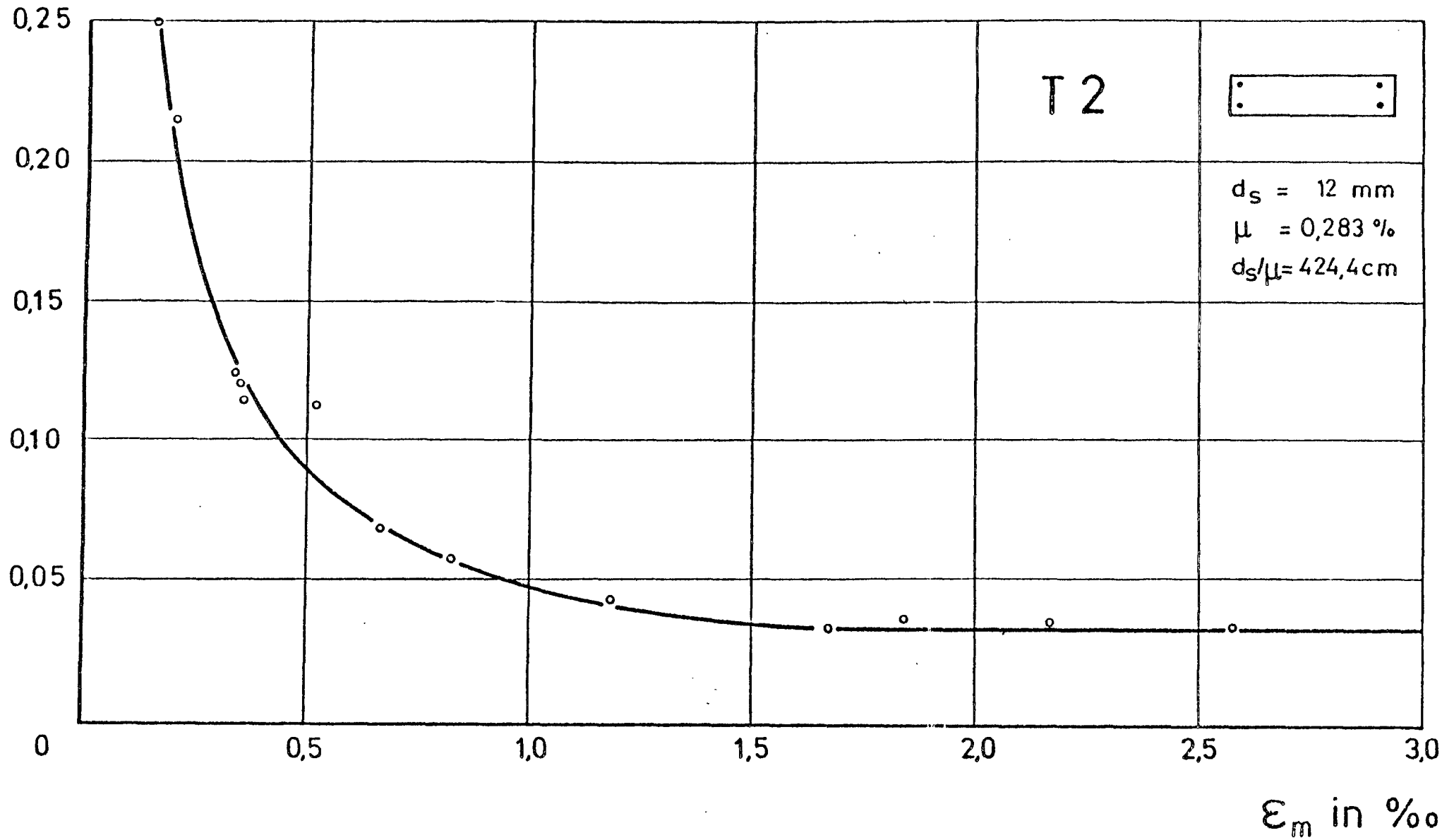


Abb. 3.72: $k_5 - \epsilon_m$ -Verlauf, Versuch T 2

$$k_5 = K_D / K_{Di}$$

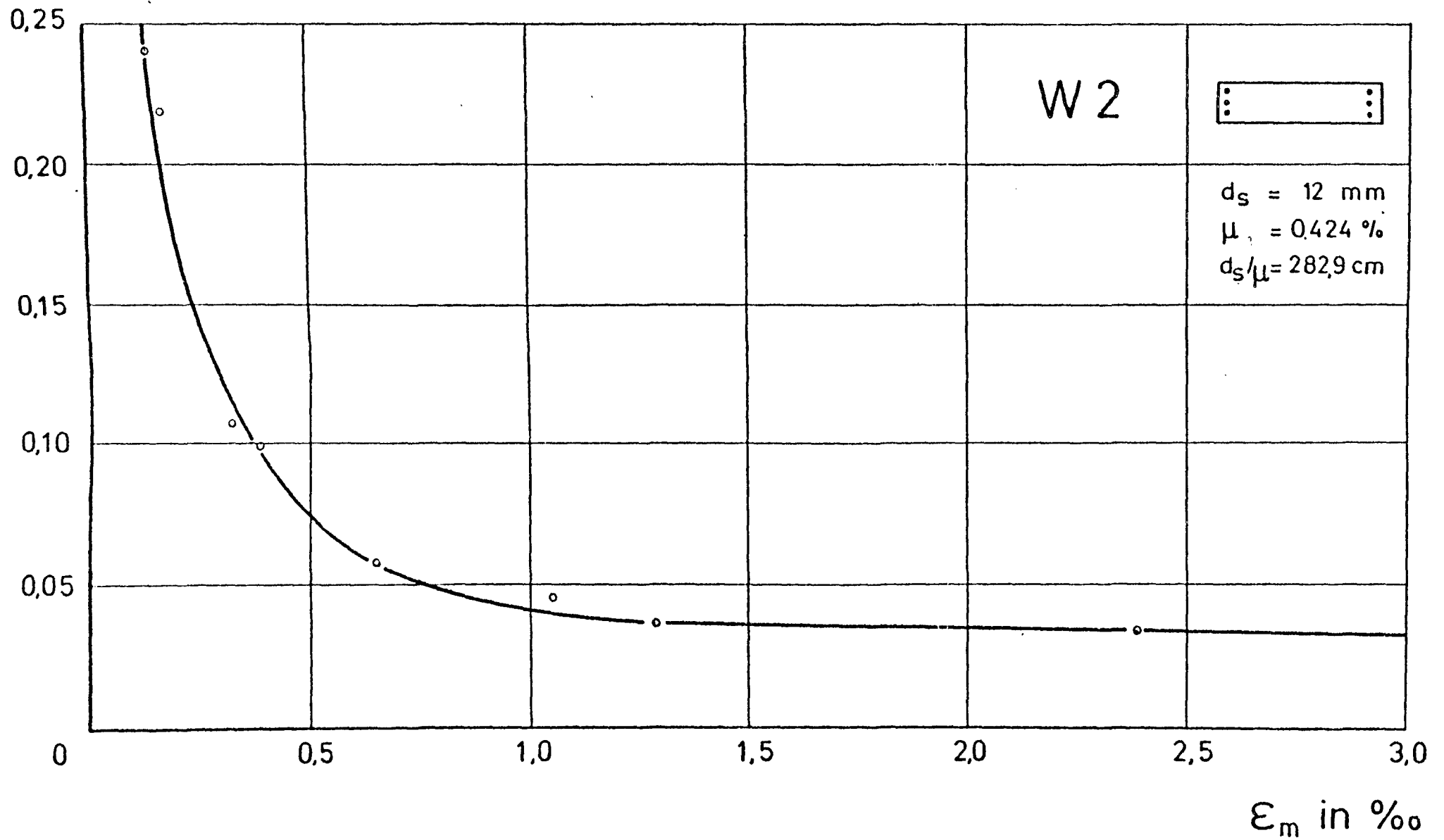


Abb. 3.73: $k_5 - \epsilon_m$ -Verlauf, Versuch W 2

$$k_5 = K_D / K_{Di}$$

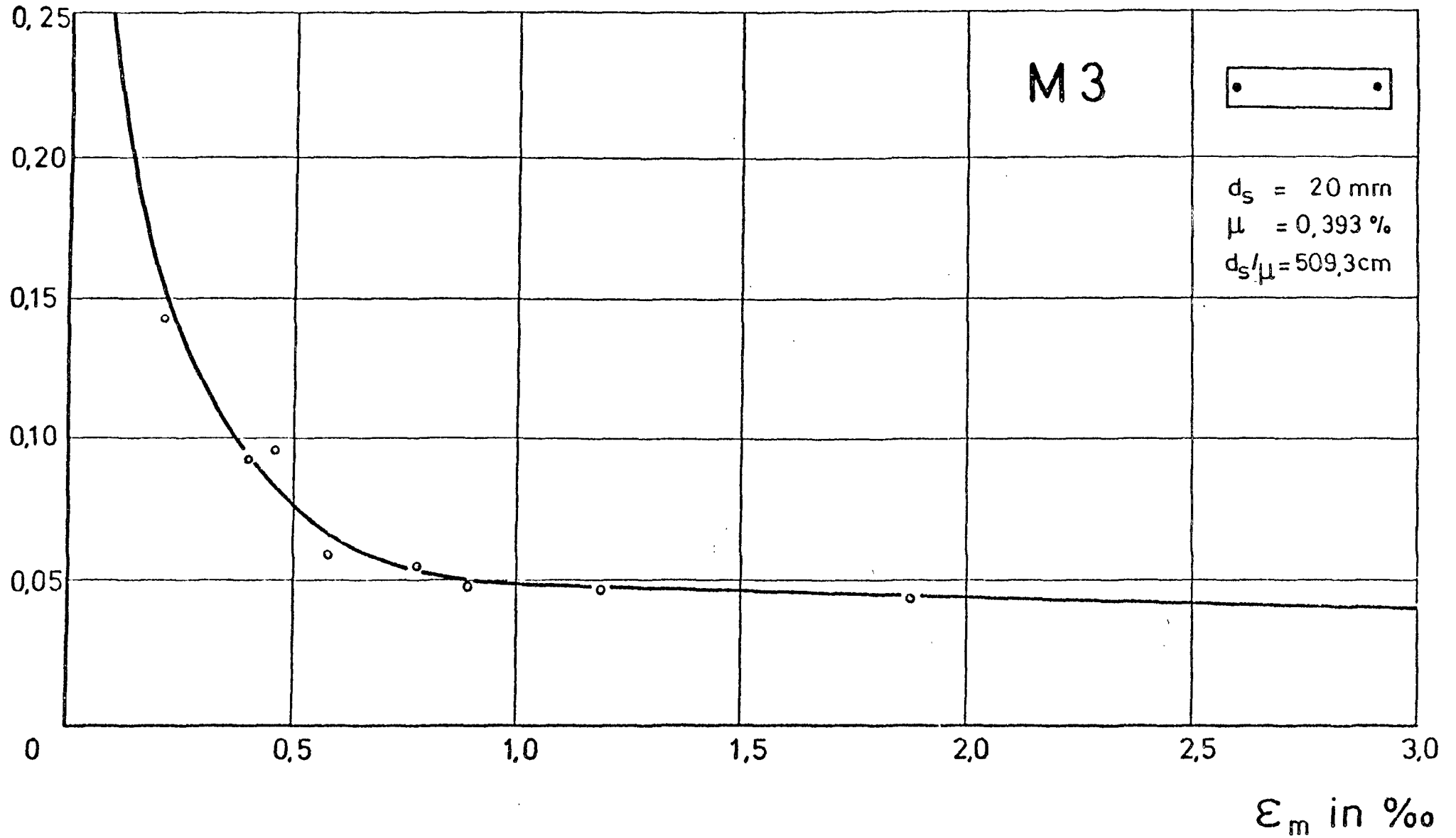
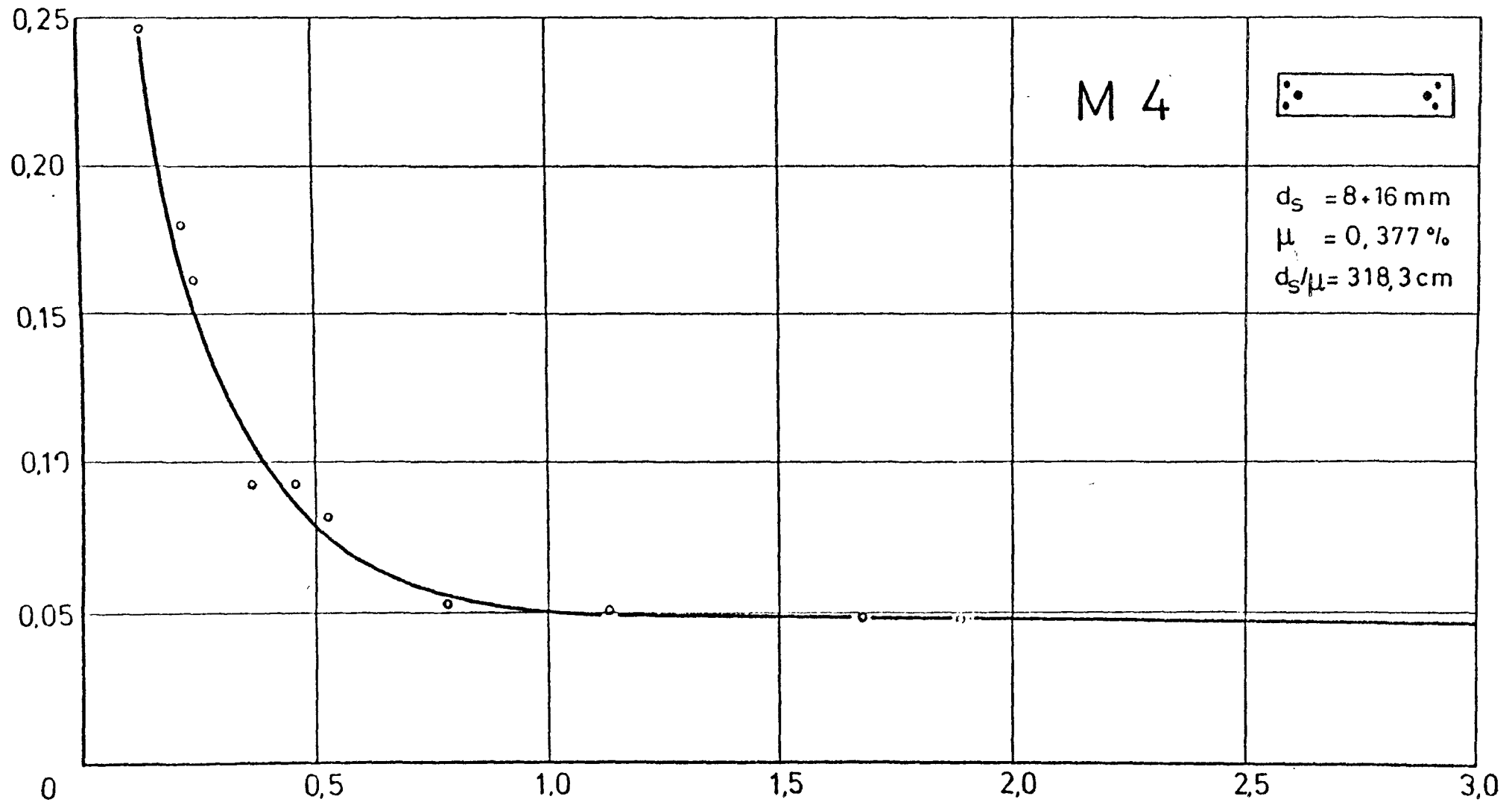


Abb. 3.74: $k_5 - \epsilon_m$ -Verlauf, Versuch M 3

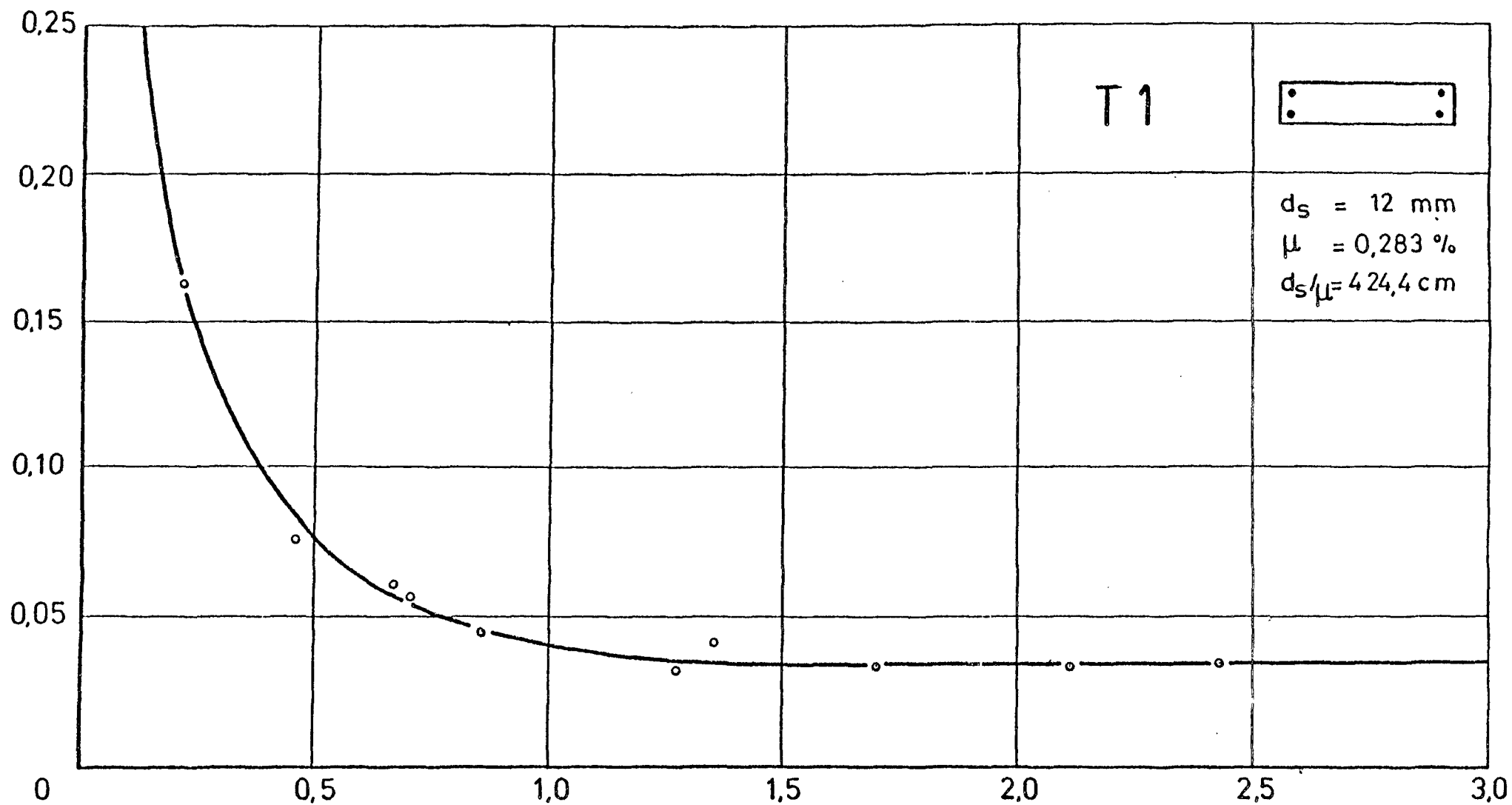
$$k_5 = K_D / K_{Di}$$



ϵ_m in ‰

Abb. 3.75: $k_5 - \epsilon_m$ -Verlauf, Versuch M 4

$$k_5 = K_D / K_{Di}$$



$\epsilon_m \text{ in } \text{‰}$

$$k_5 = K_D / K_{Di}$$

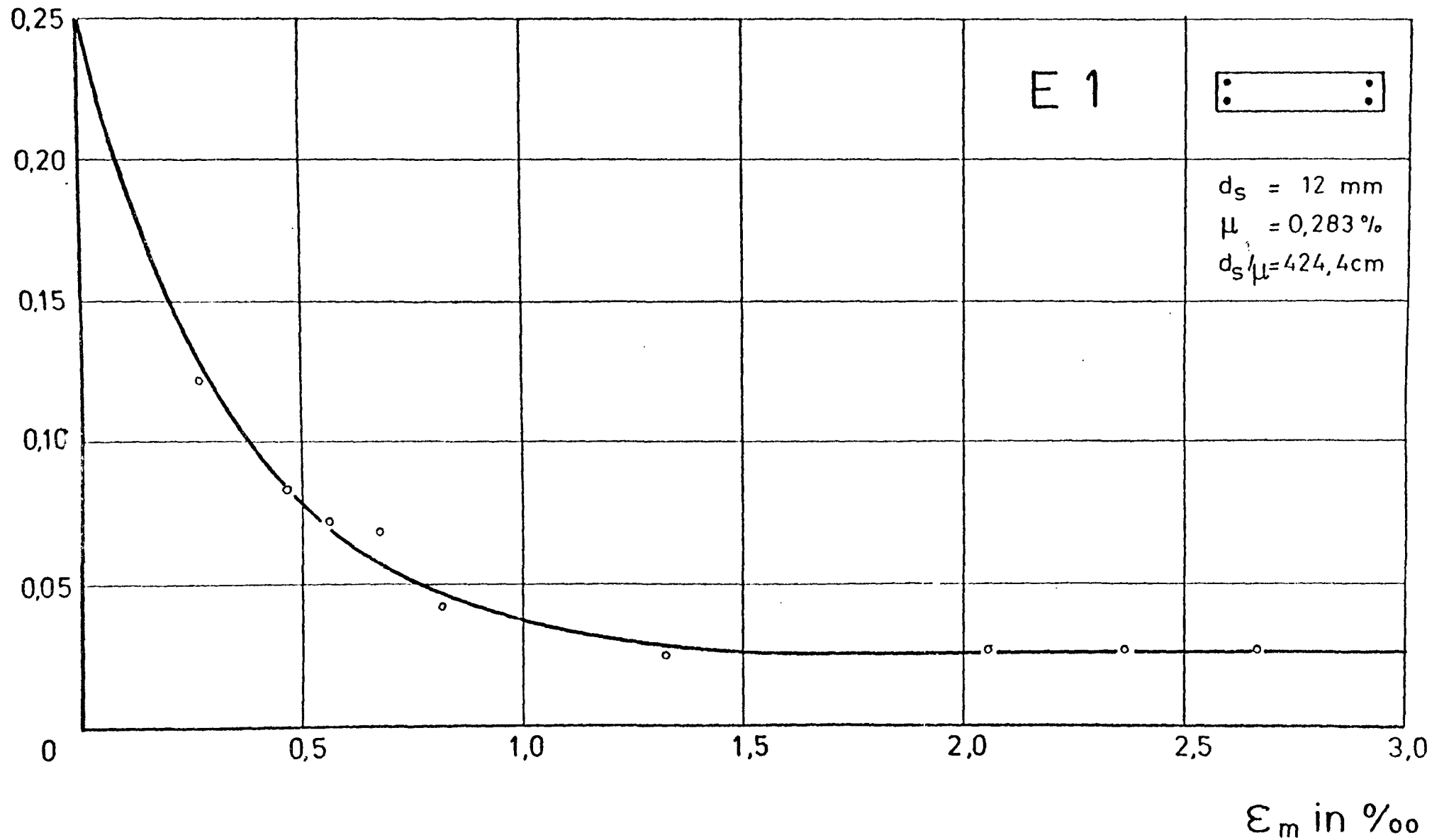


Abb. 3.77: $k_5 - \epsilon_m$ -Verlauf, Versuch E 1

$$k_5 = K_D / K_{Di}$$

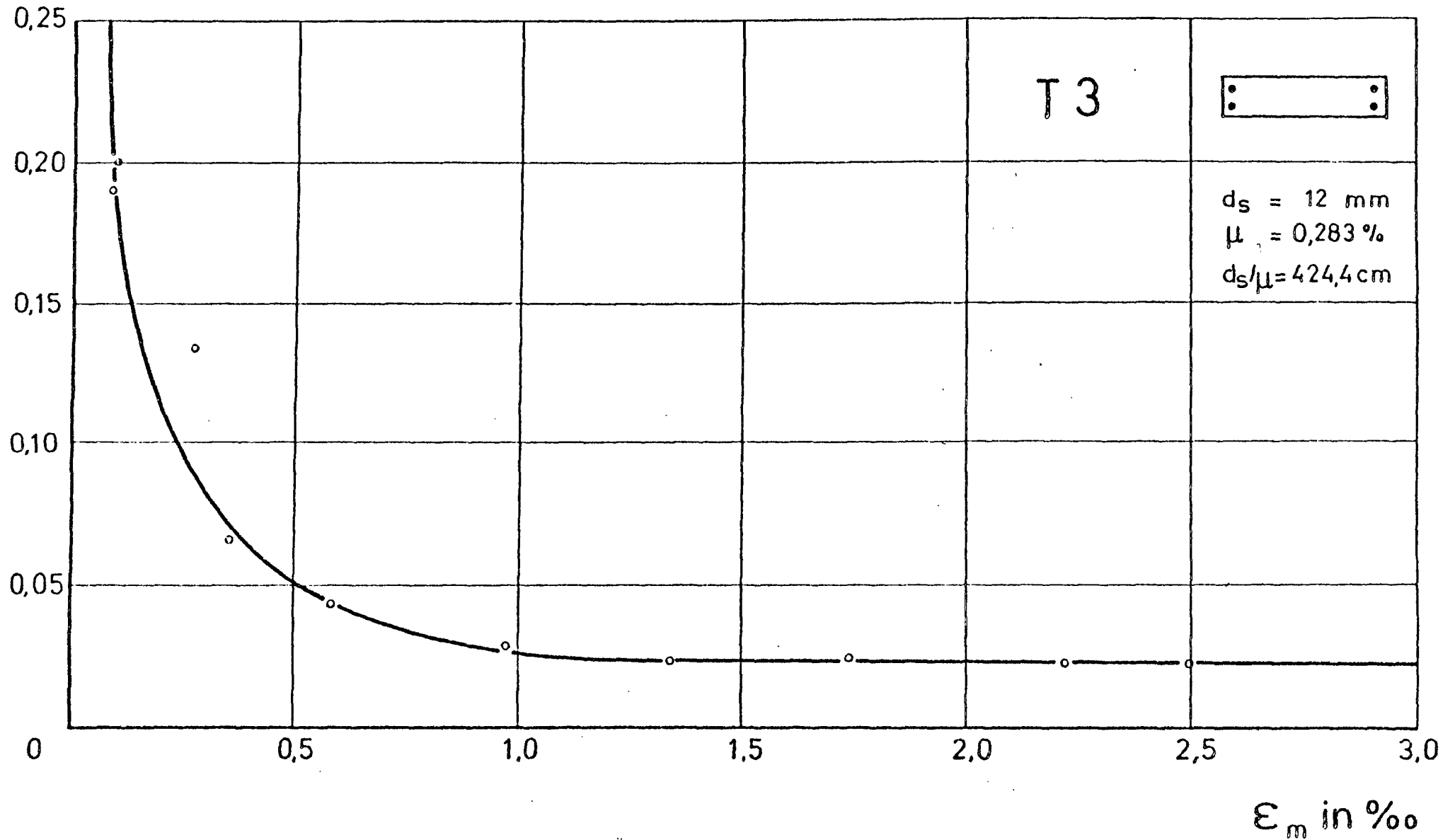


Abb. 3.78: k_5 - ϵ_m -Verlauf, Versuch T 3

$$k_5 = K_D / K_{Di}$$

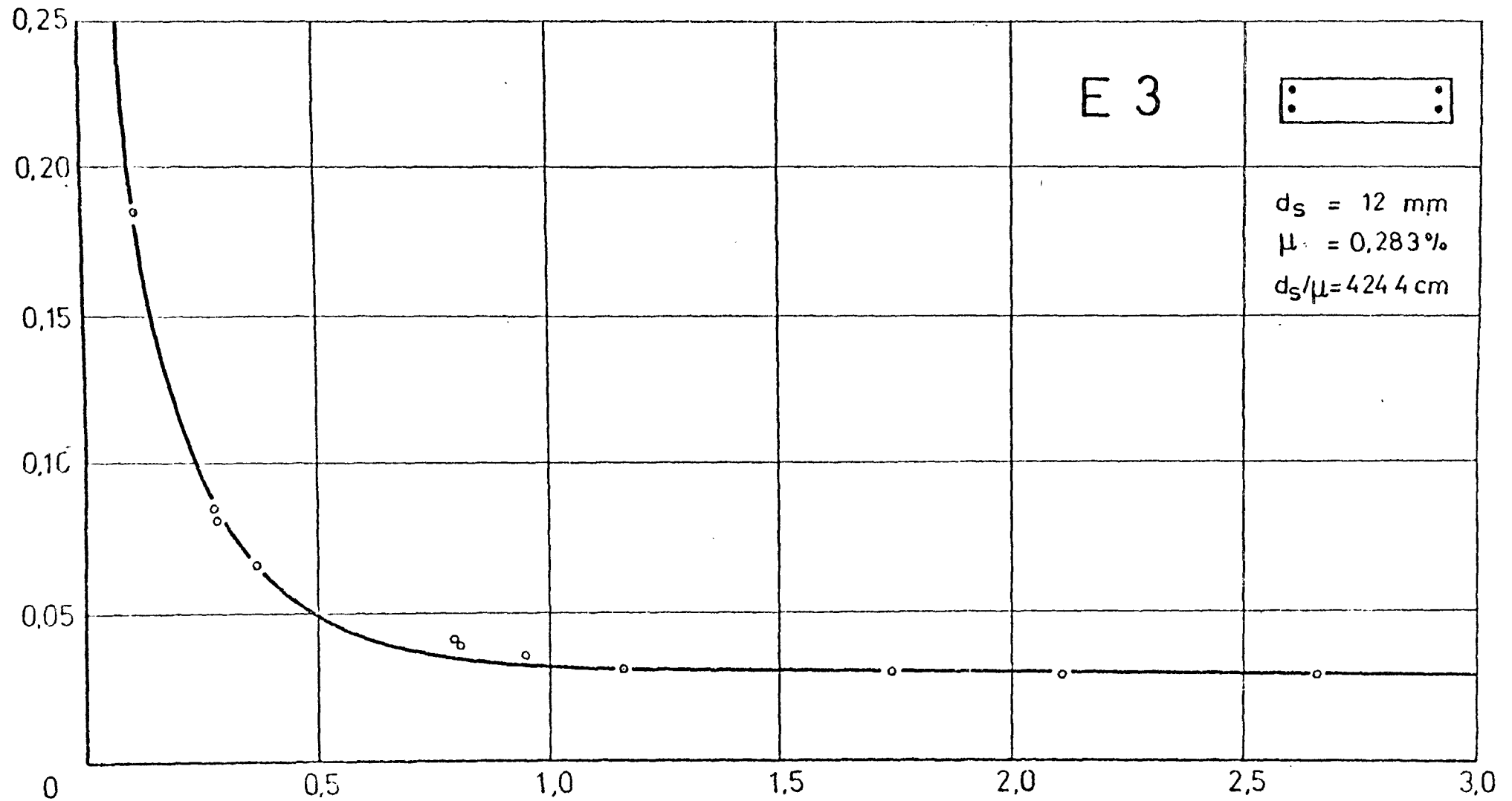


Abb. 3.79: $k_5 - \epsilon_m$ -Verlauf, Versuch E 3

ϵ_m in ‰

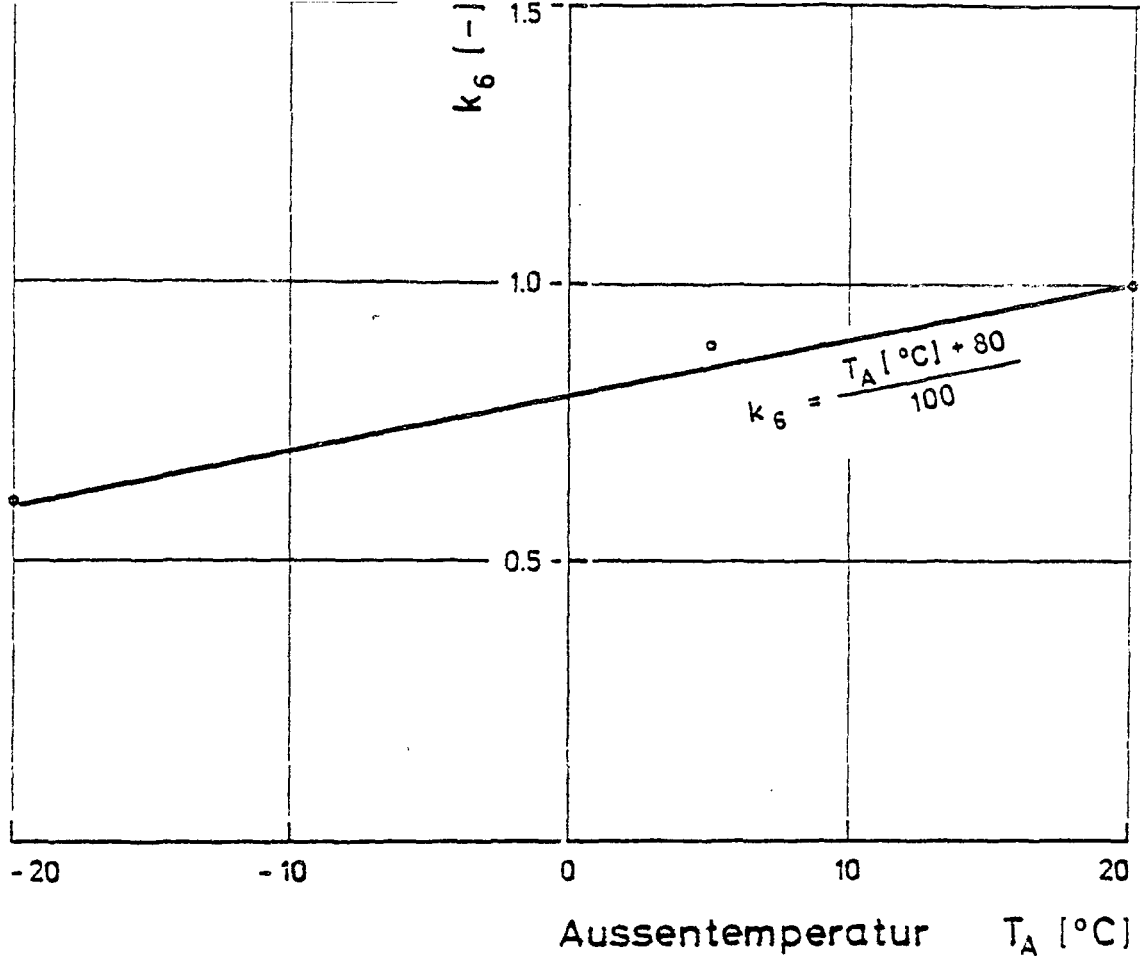


Abb. 4.1: Beiwert k_6 in Abhängigkeit von der Außentemperatur T_A

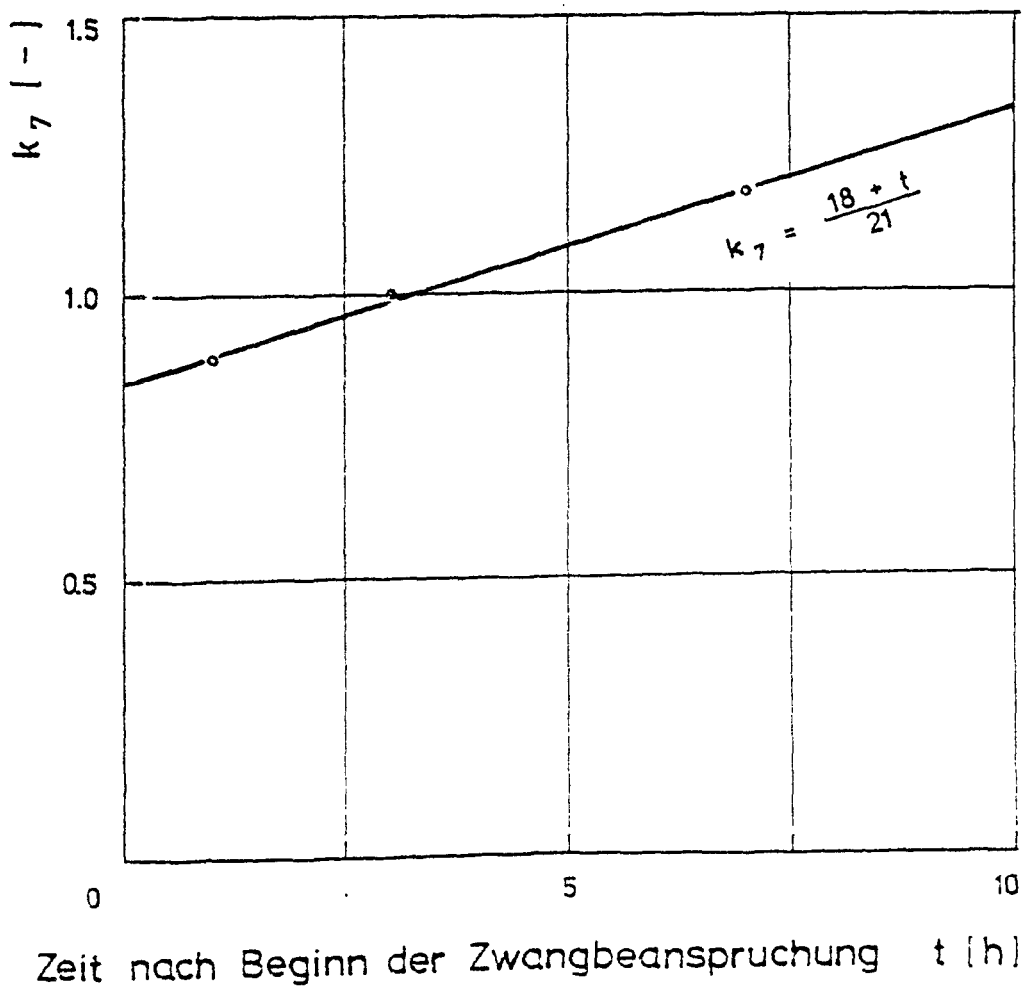
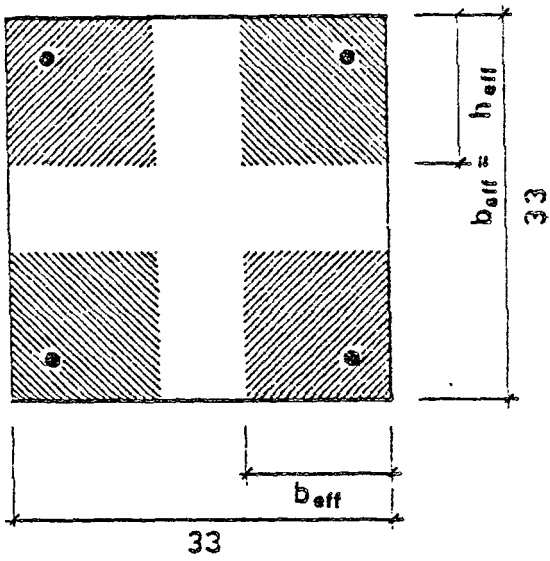


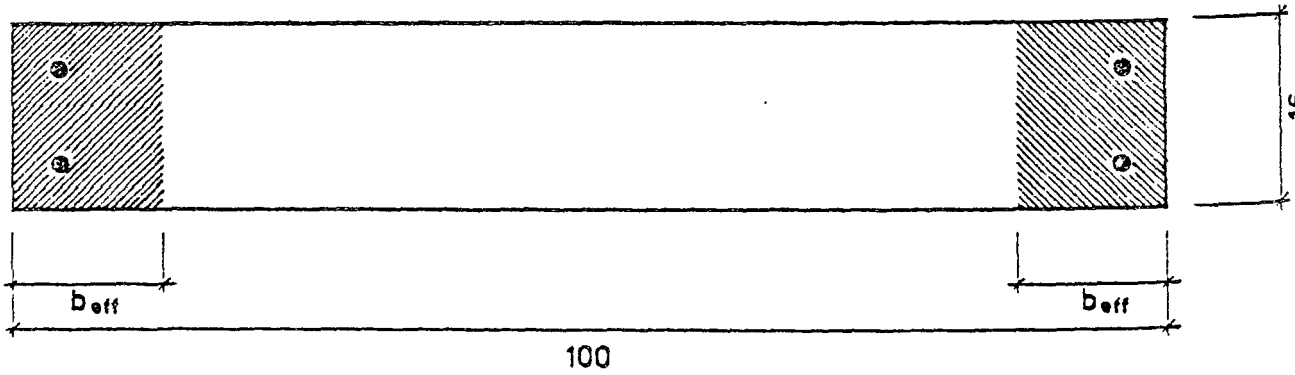
Abb. 4.2: Beiwert k_7 in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit

W 1



$$A_{eff} = 4 \cdot b_{eff}^2$$

TE



$$A_{eff} = 2 \cdot b_{eff} \cdot 16$$

Abb 4.3: Wirksame Betonzugfläche bei den Versuchskörpern TE und W1

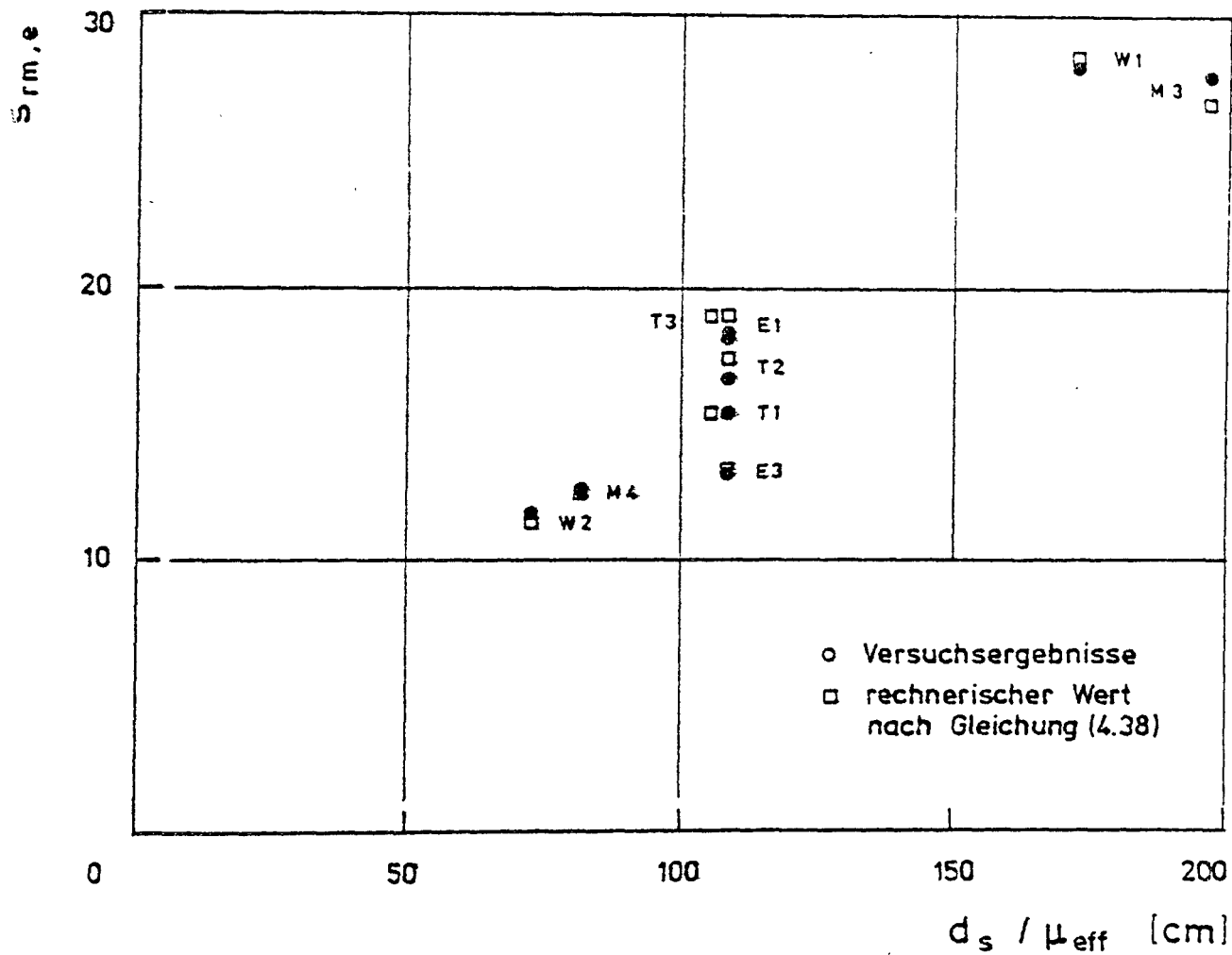
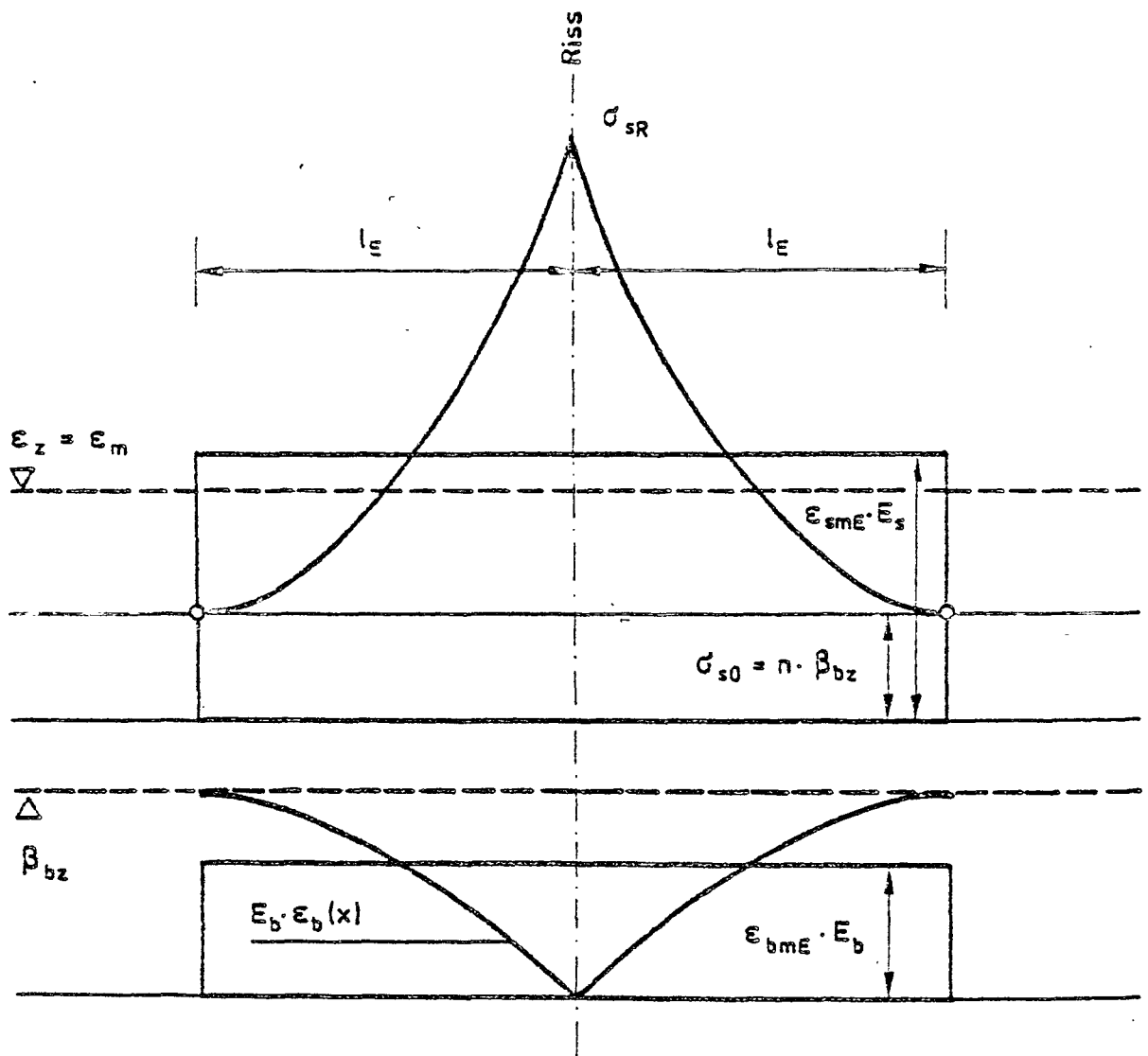


Abb. 4.4: Endrißabstand $s_{rm,e}$ in Abhängigkeit von d_s / μ_{eff}



$$E_s \cdot \epsilon_{smE} \approx (\sigma_{sR} - n \cdot \beta_{bz}) \cdot \frac{1}{3} + n \cdot \beta_{bz} = \frac{\sigma_{sR}}{3} + \frac{2}{3} n \cdot \beta_{bz}$$

$$\epsilon_{bmE} \approx \frac{2}{3} \frac{\beta_{bz}}{E_b} = \frac{2}{3} \frac{n \cdot \beta_{bz}}{E_s}$$

$$\epsilon_{mE} = \epsilon_{smE} - \epsilon_{bmE} \approx \frac{\sigma_{sR}}{3 E_s}$$

Abb. 4.5: Spannungs- und Dehnungsverlauf am Einzelriß

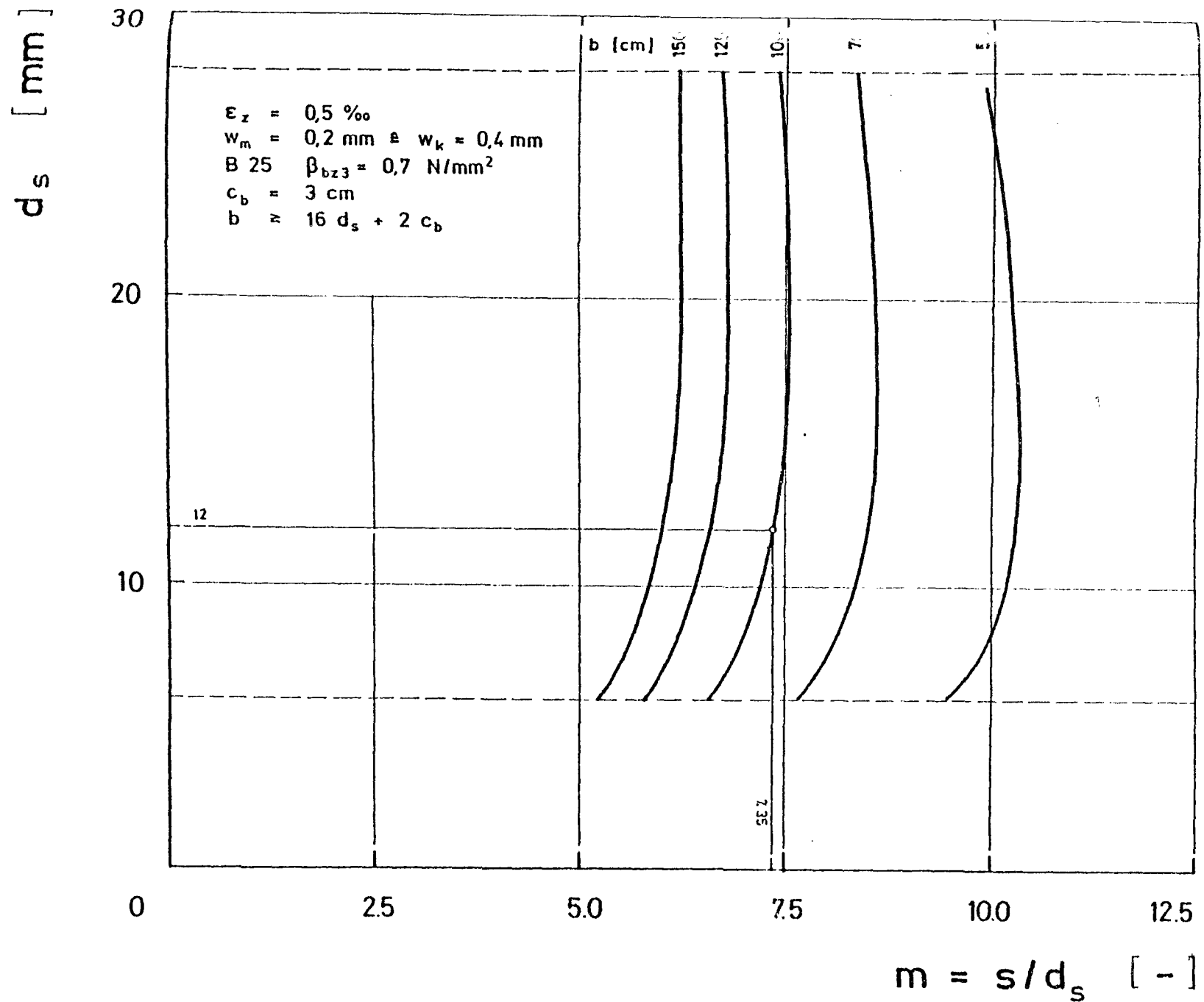
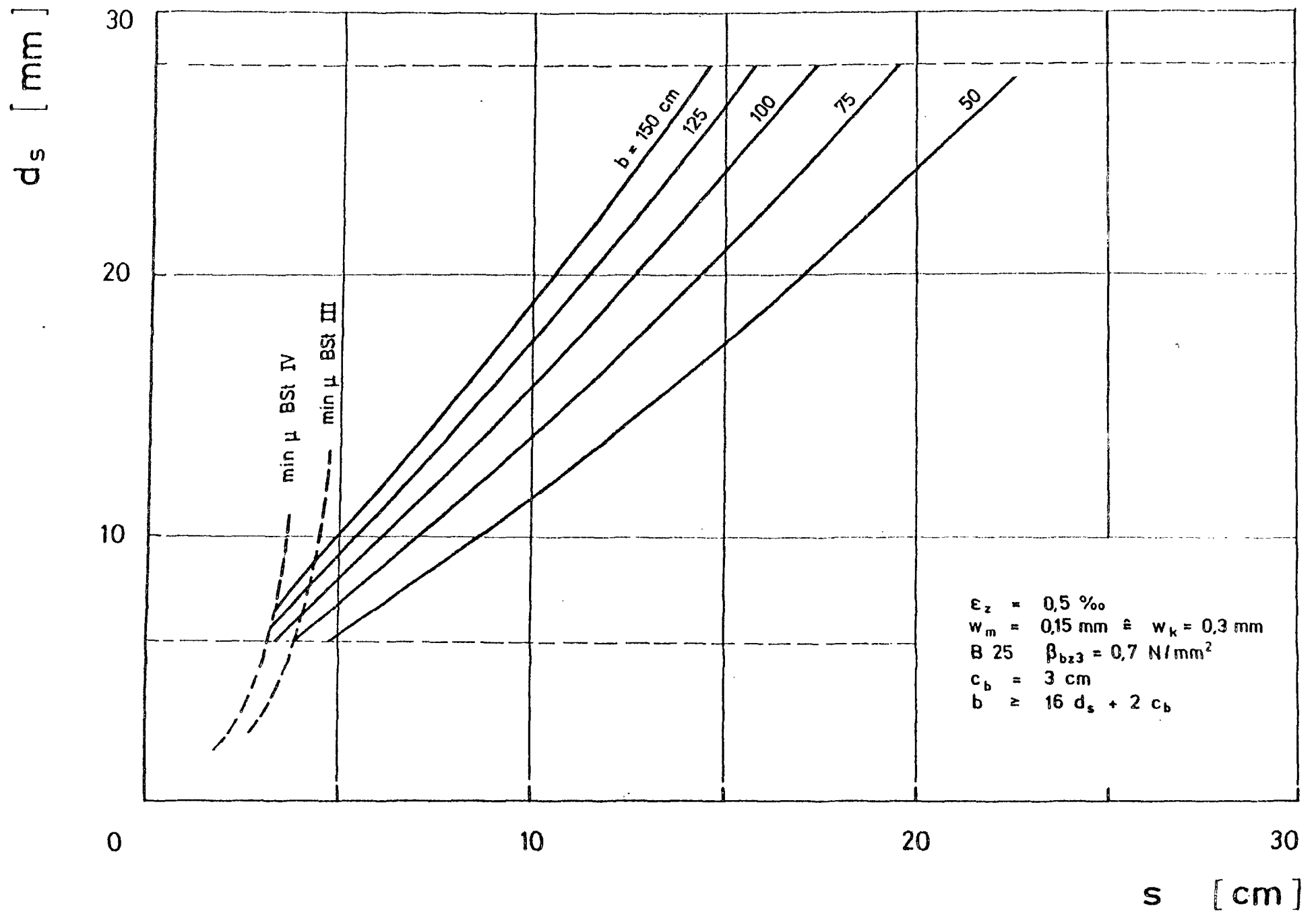


Abb. 4.6: Stabdurchmesser in Abhängigkeit vom bezogenen Stababstand



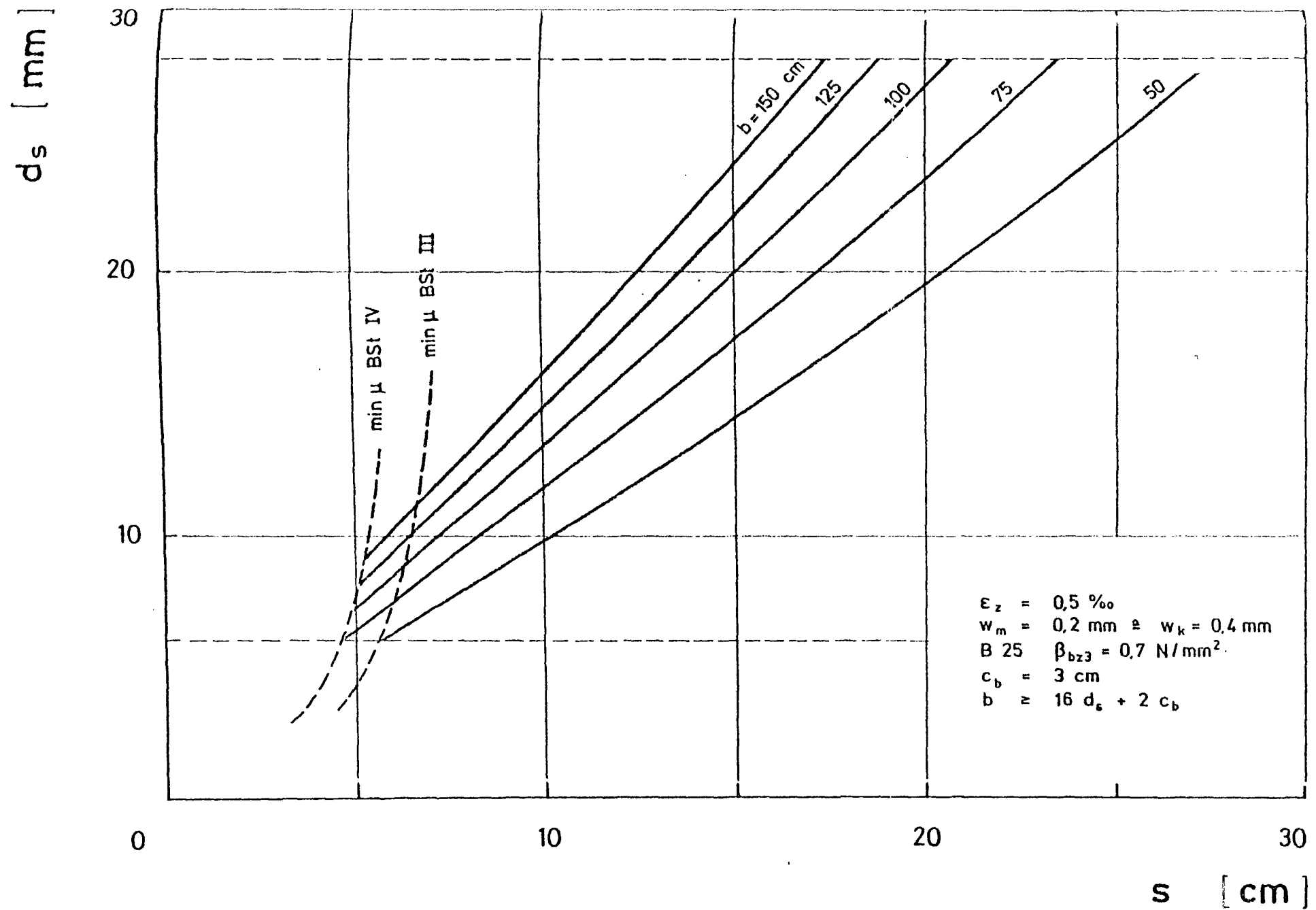


Abb. 4.8: Stabdurchmesser in Abhängigkeit vom Stababstand

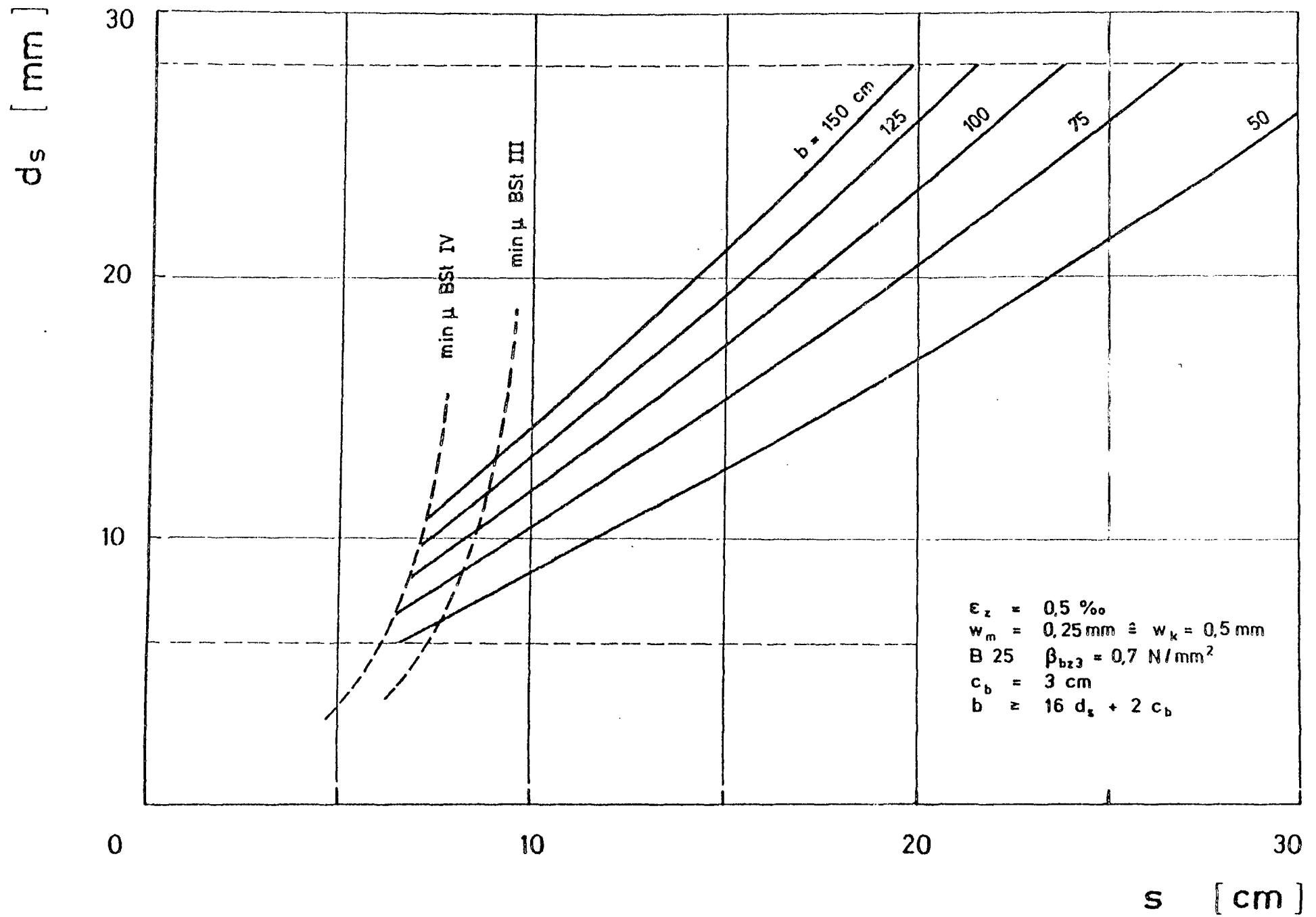


Abb. 4.9: Stabdurchmesser in Abhängigkeit vom Stababstand

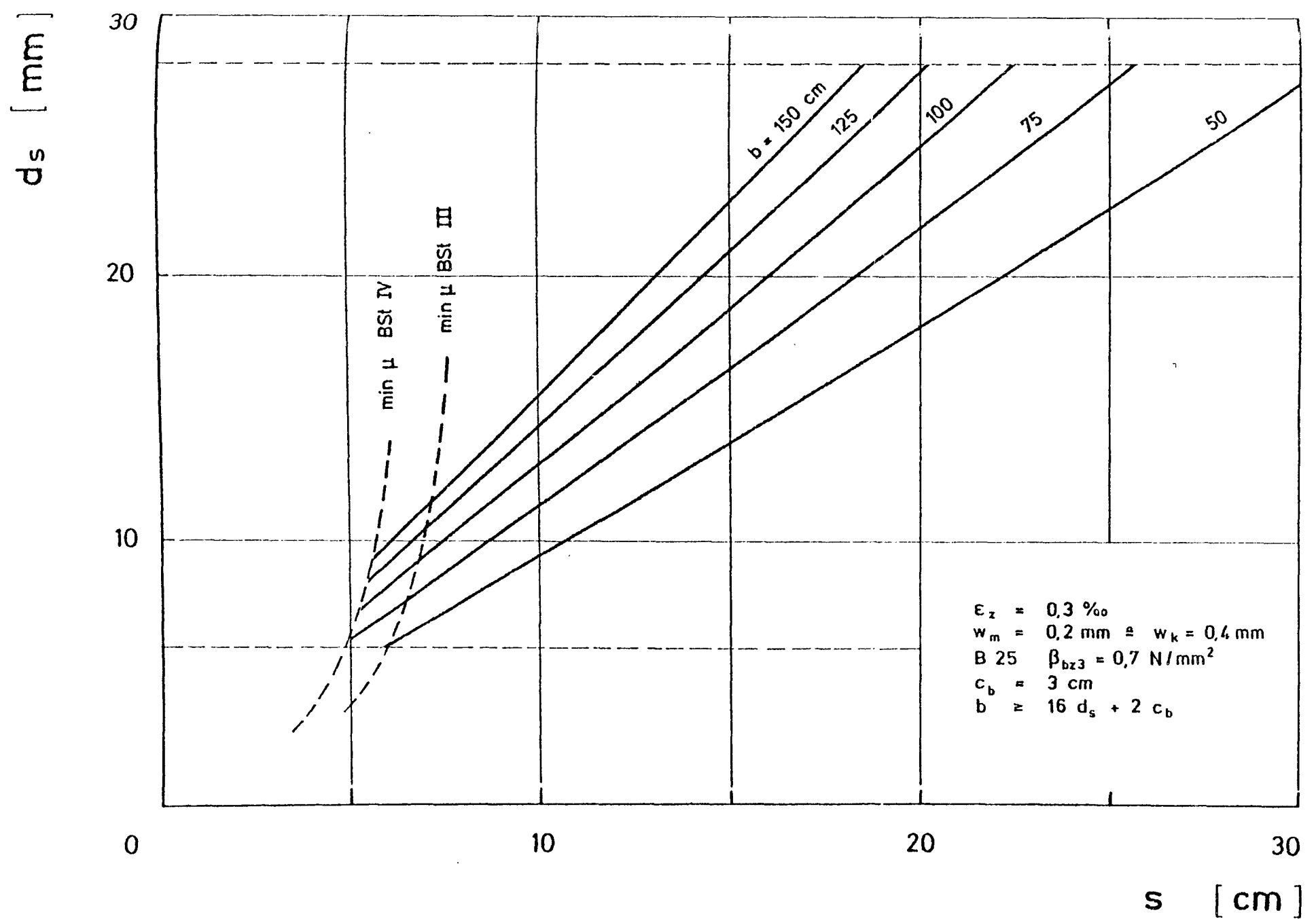


Abb. 4.10: Stabdurchmesser in Abhängigkeit vom Stababstand

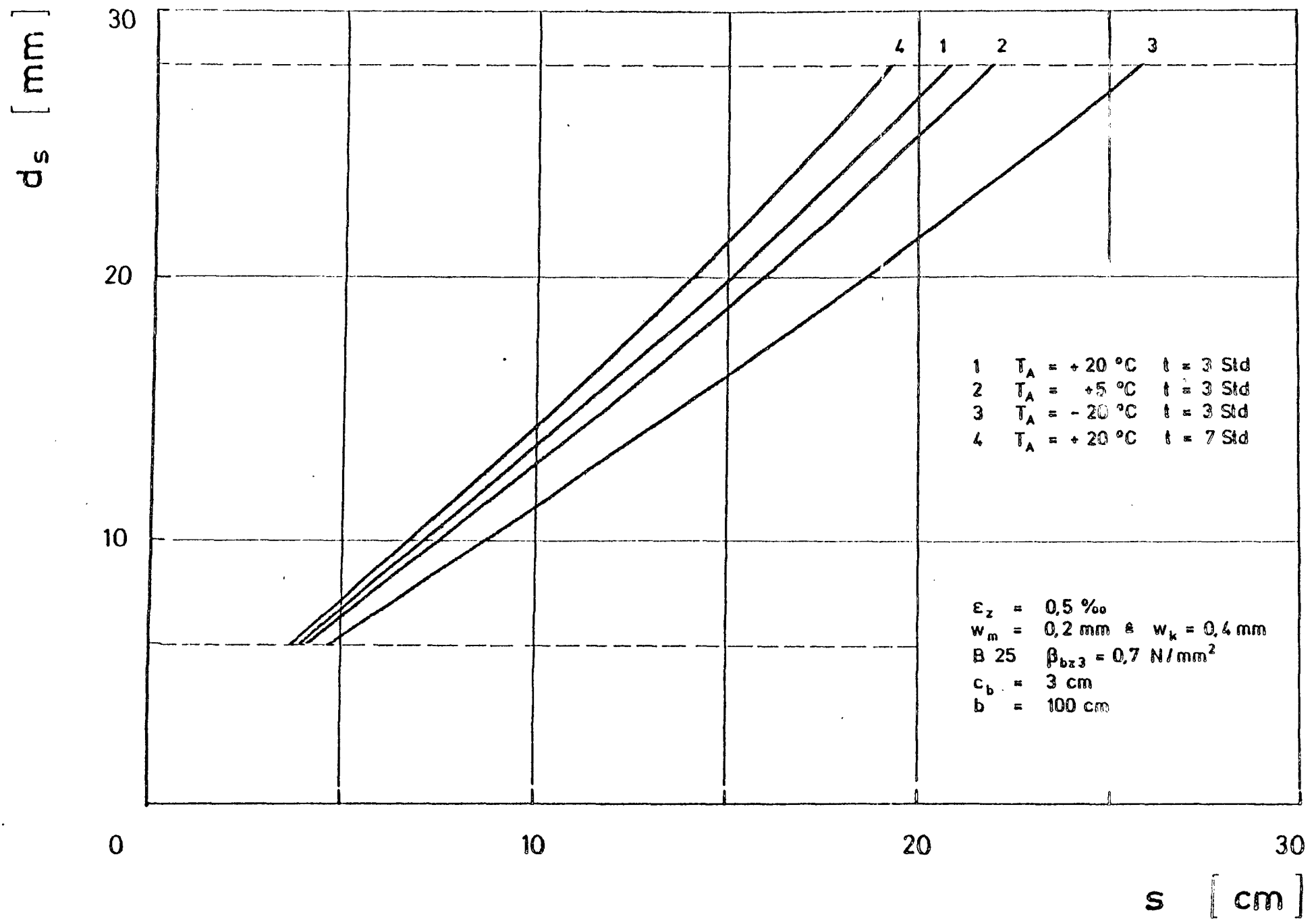


Abb. 4.11: Einfluß von k_6 und k_7

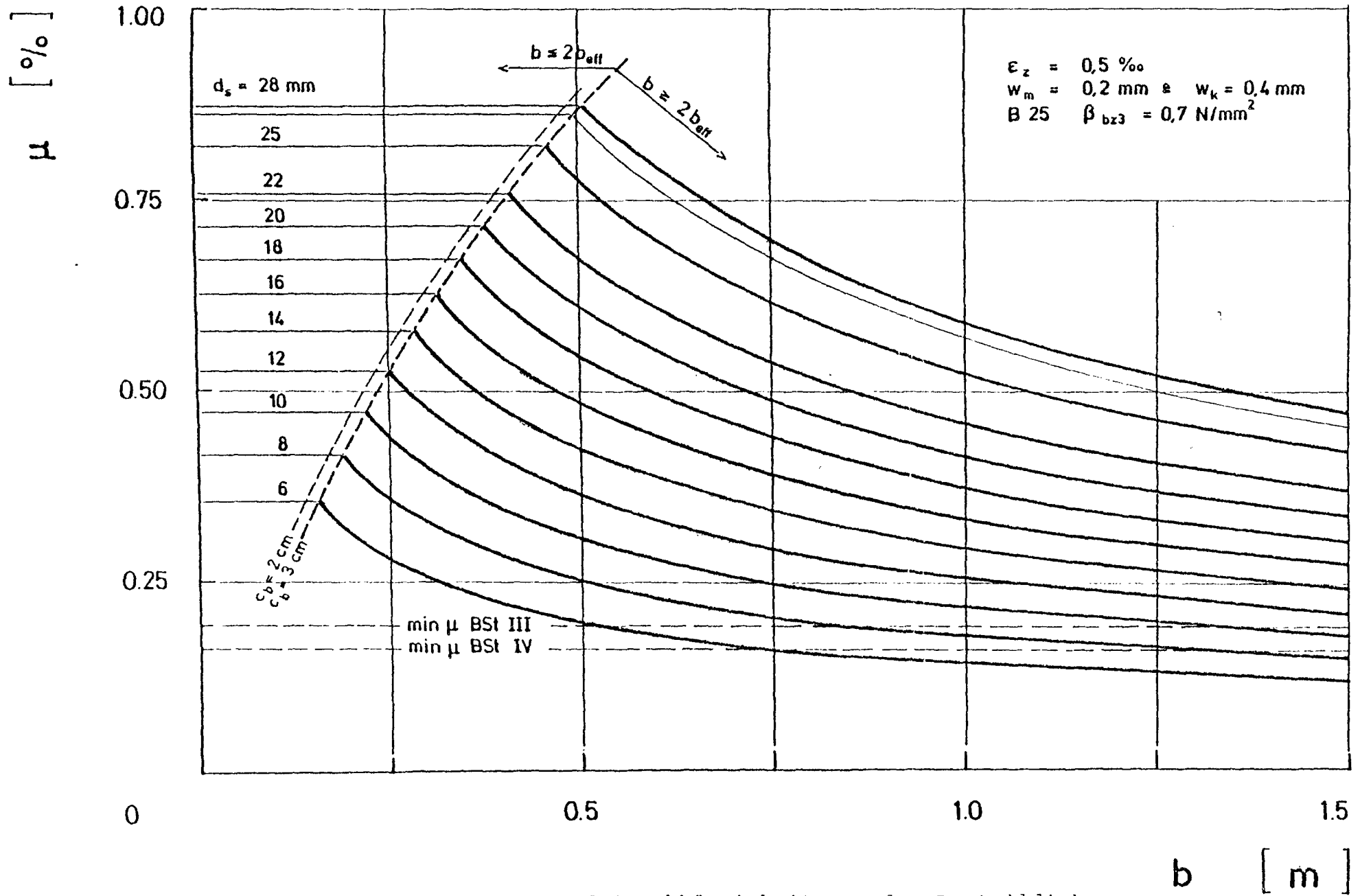


Abb. 4.12: Erforderlicher Bewehrungsgrad in Abhängigkeit von der Bauteildicke

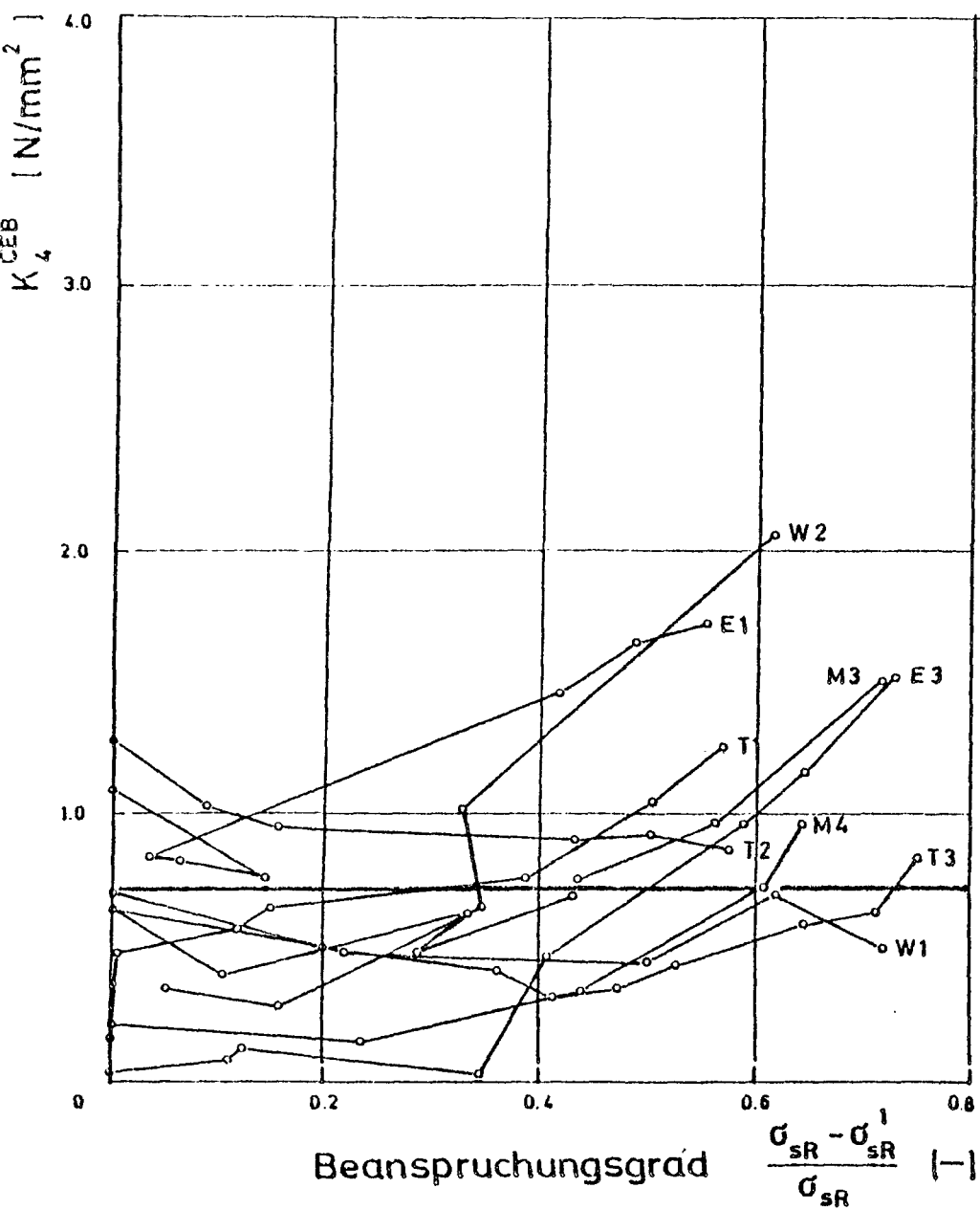


Abb. 4.13: Faktor k_4 nach CEB

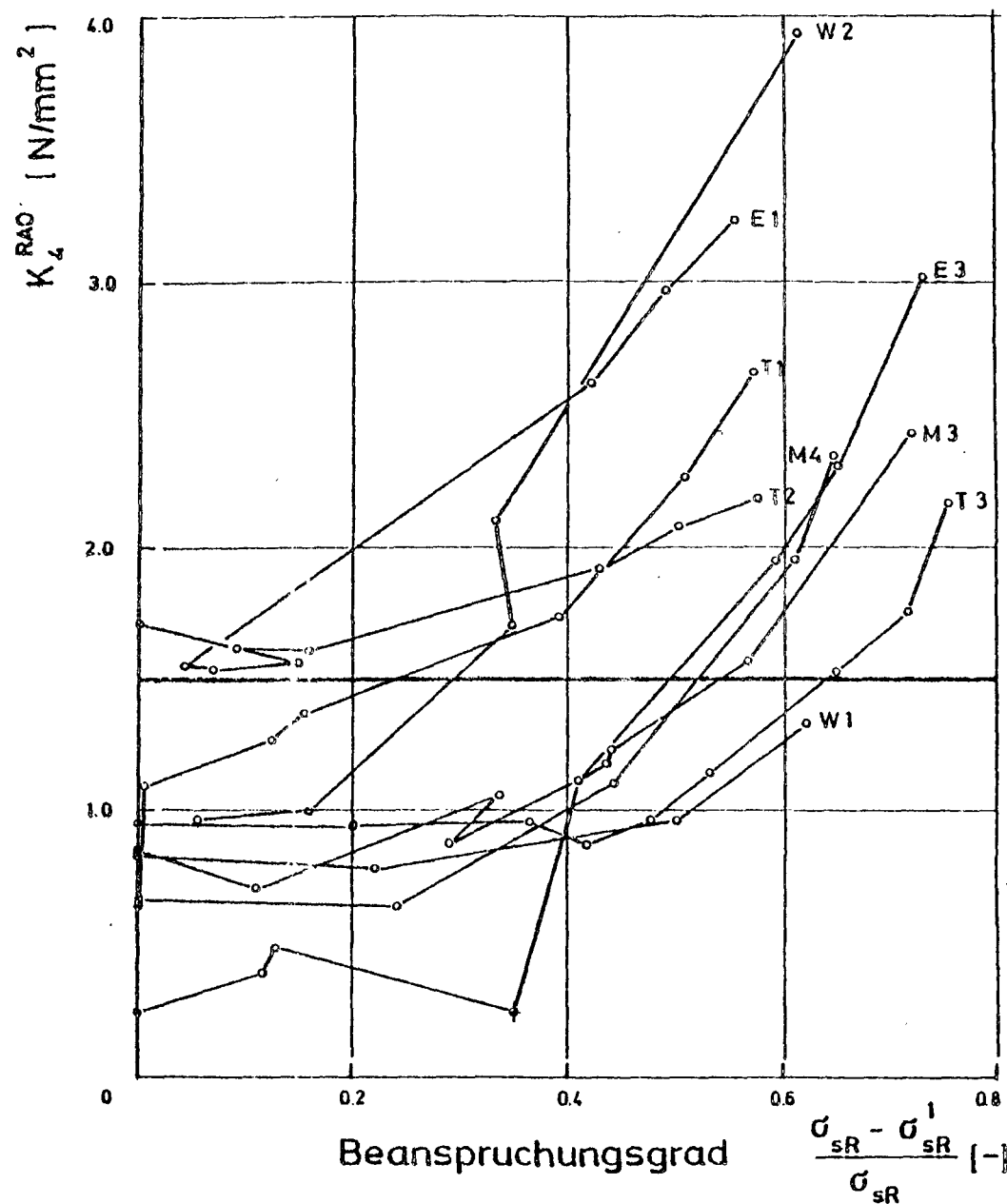


Abb. 4.14: Faktor k_4 nach Rao

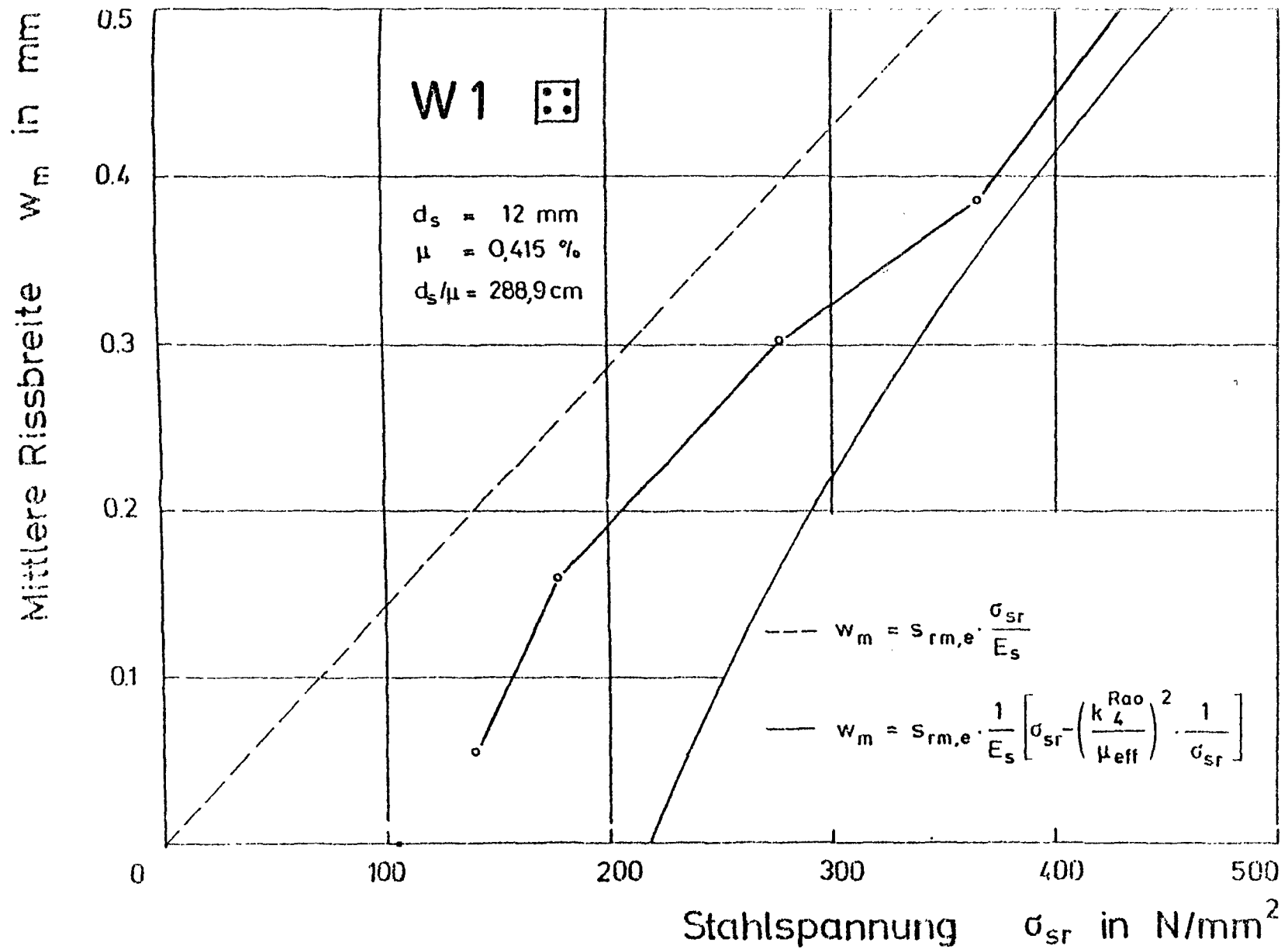


Abb. 4.15: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

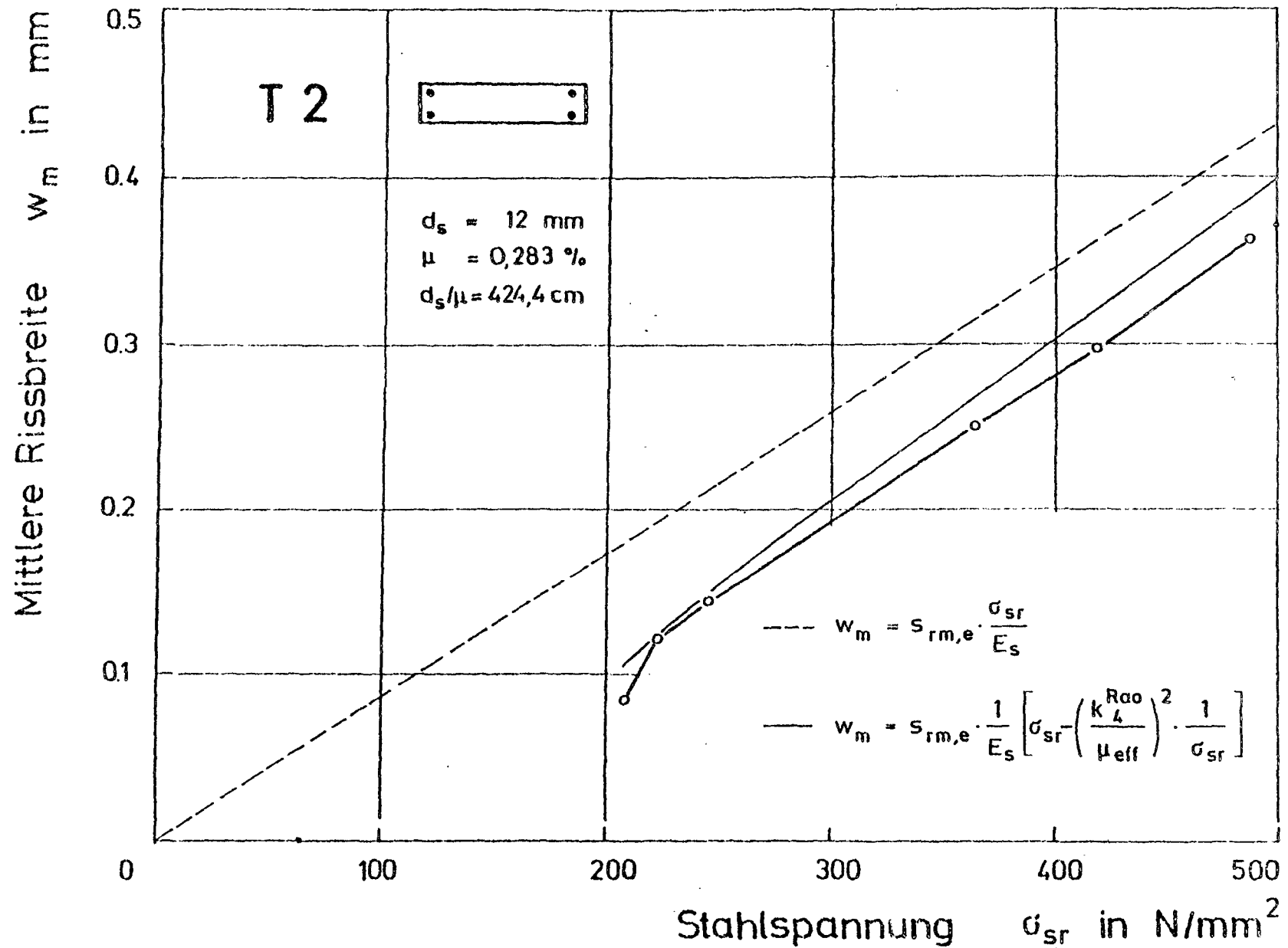


Abb. 4.16: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

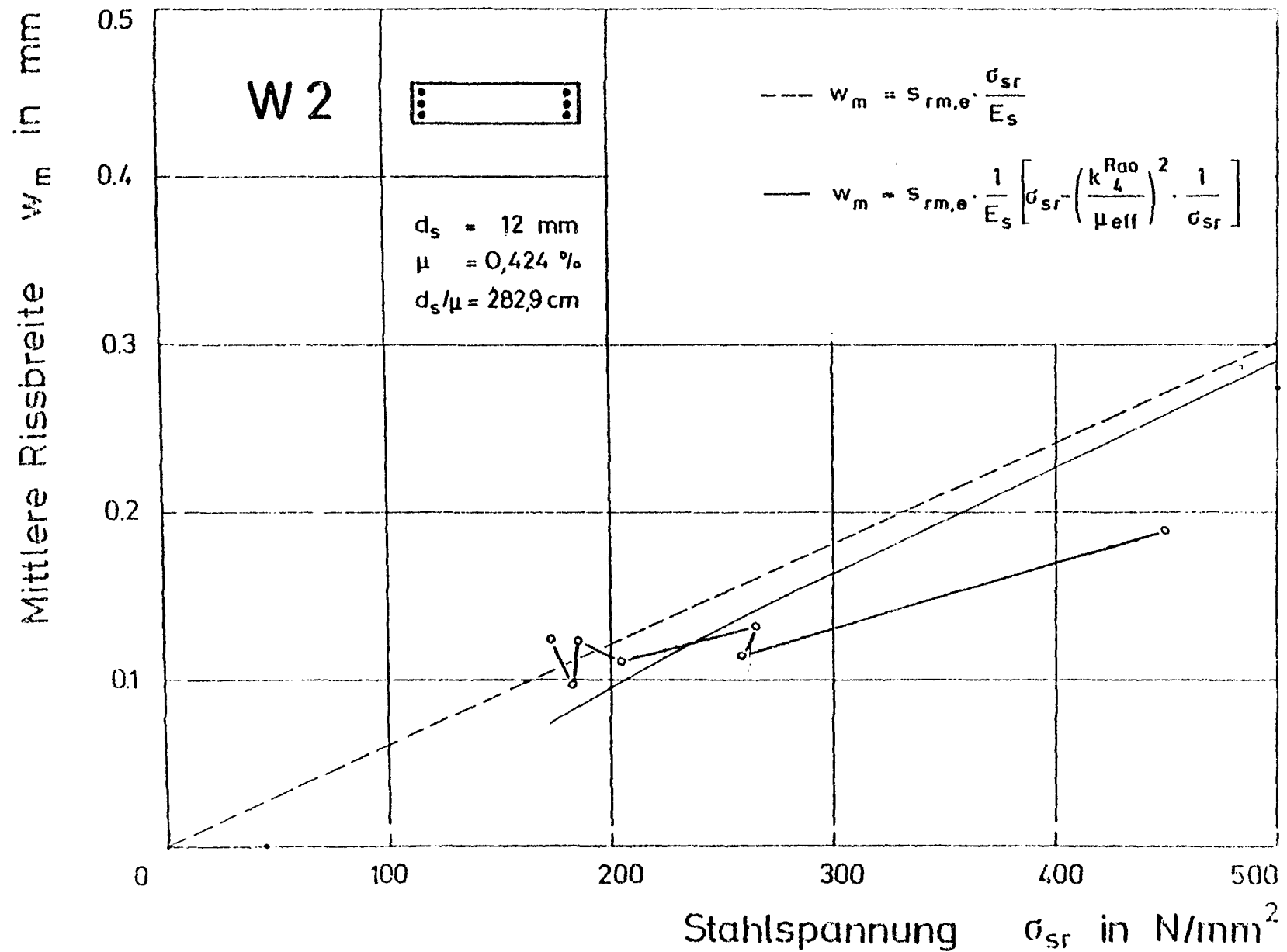


Abb. 4.17: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

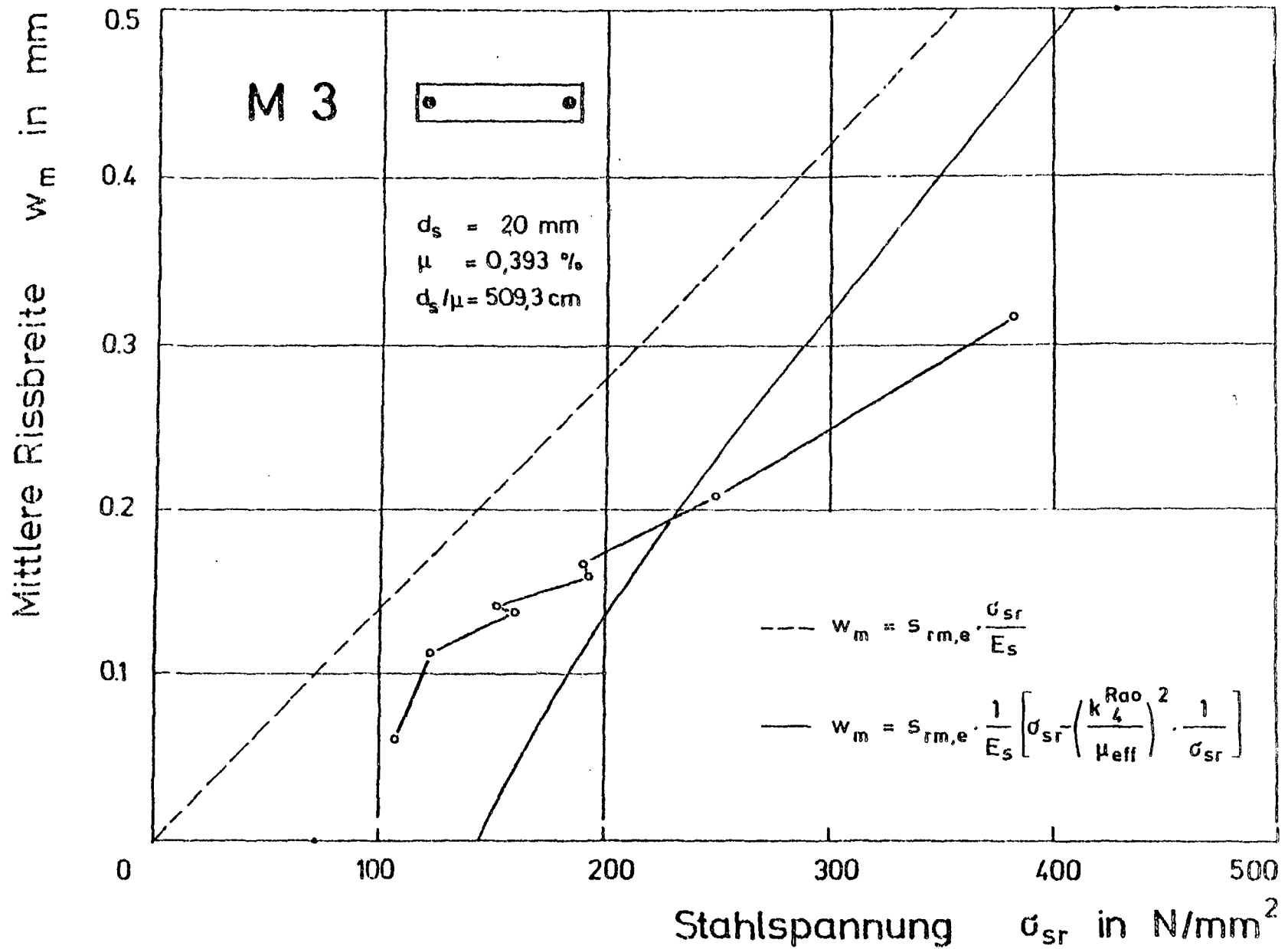


Abb. 4.18: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

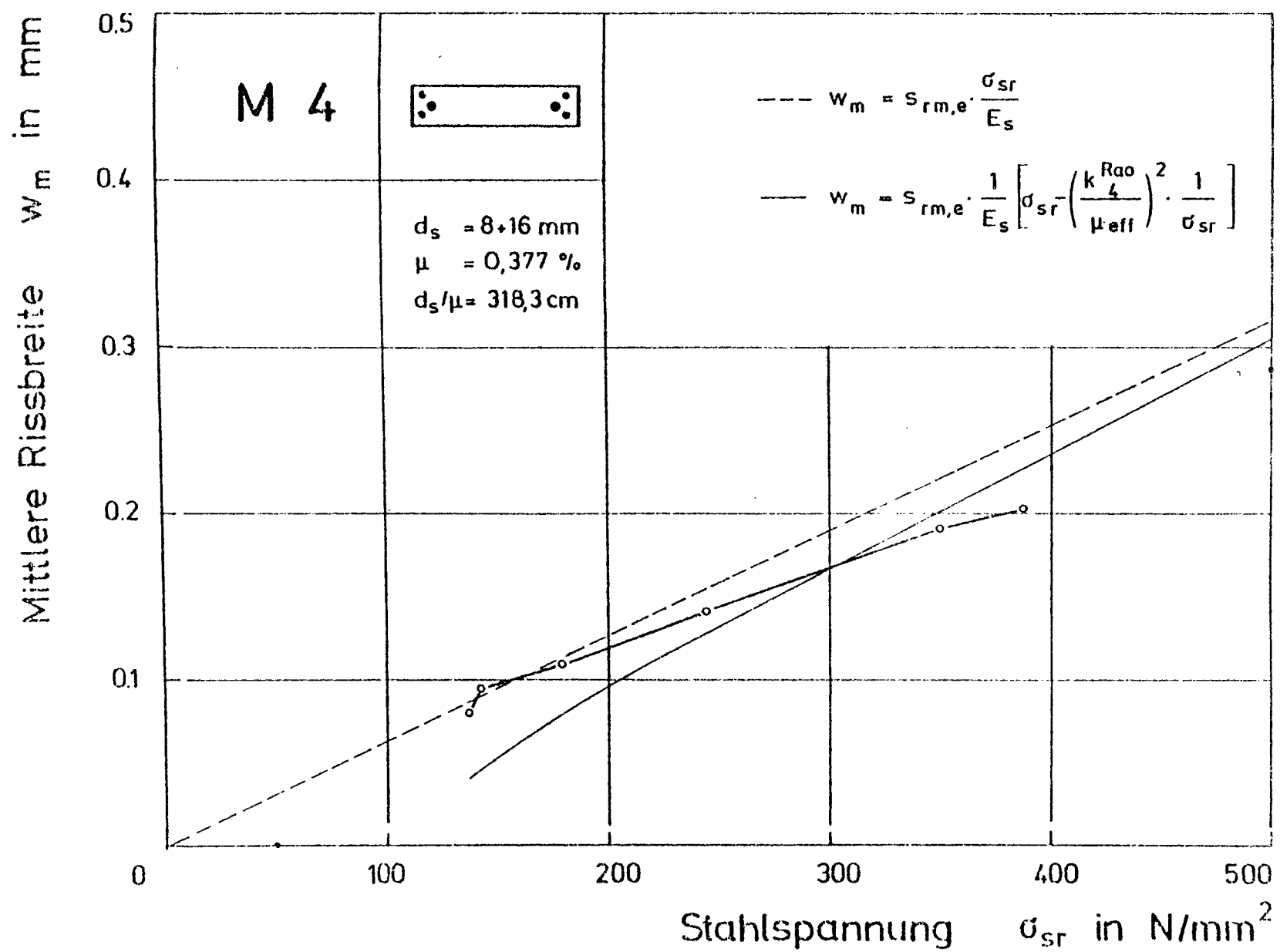


Abb. 4.19: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

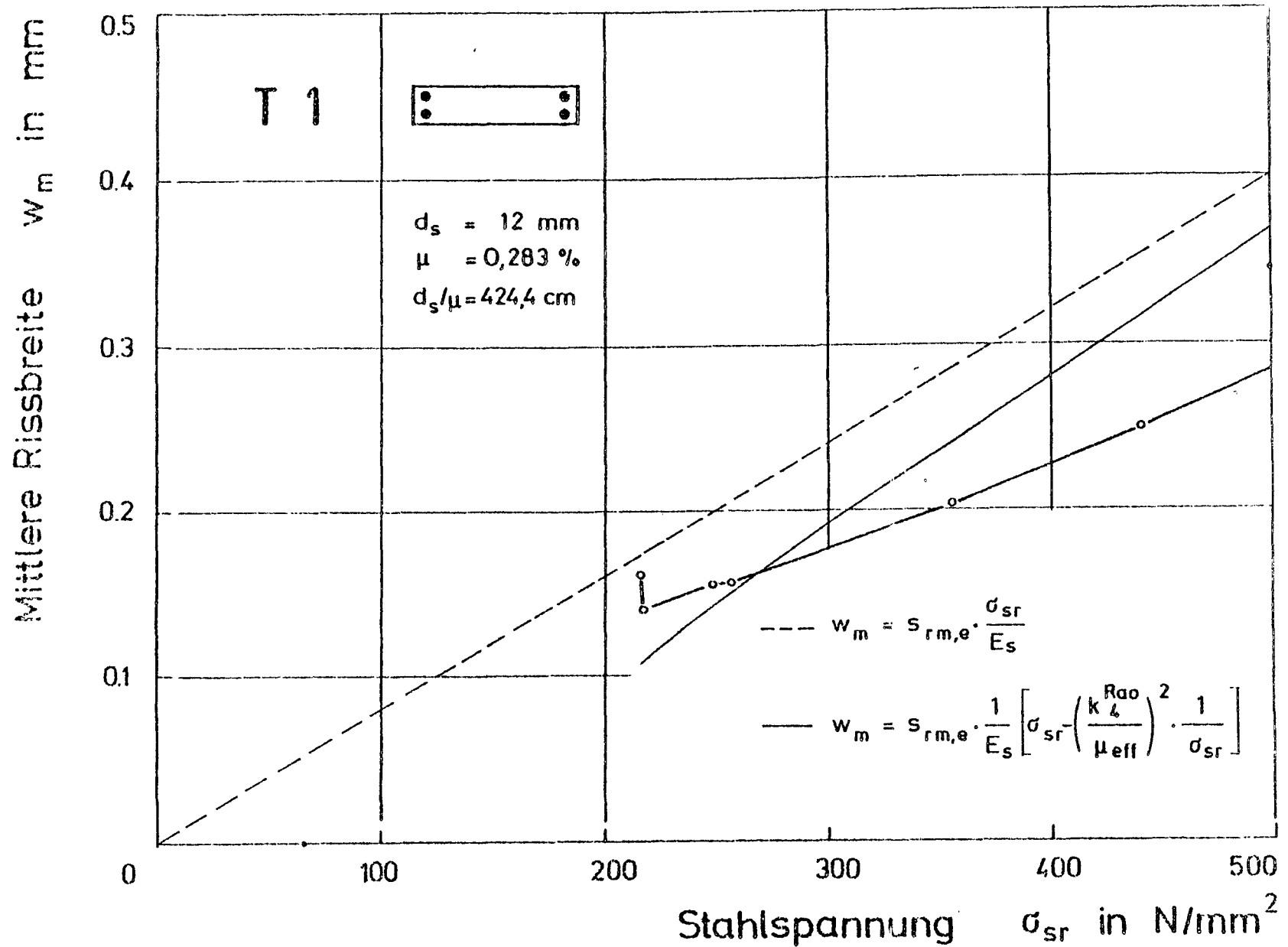


Abb. 4.20: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

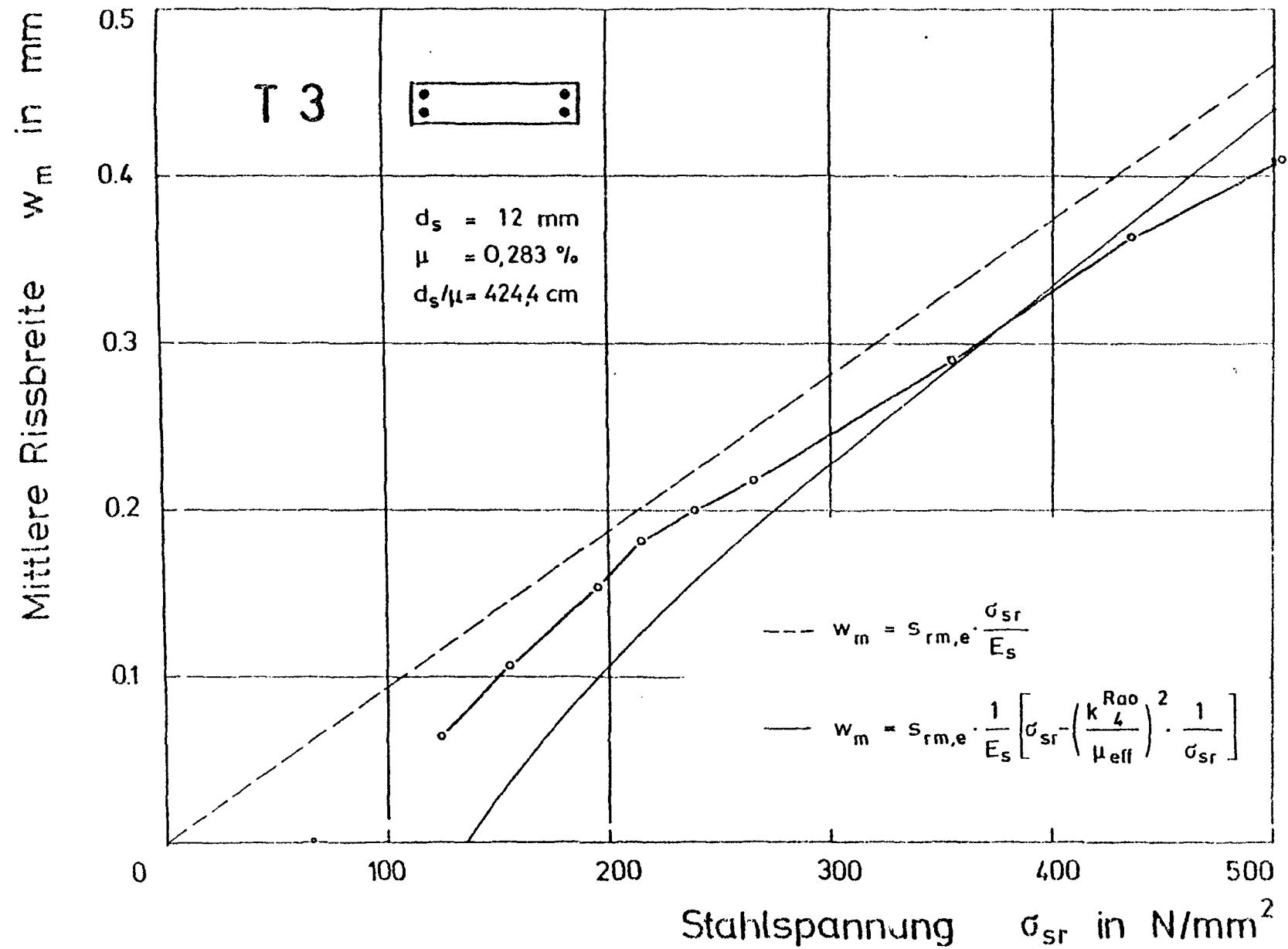


Abb. 4.21: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

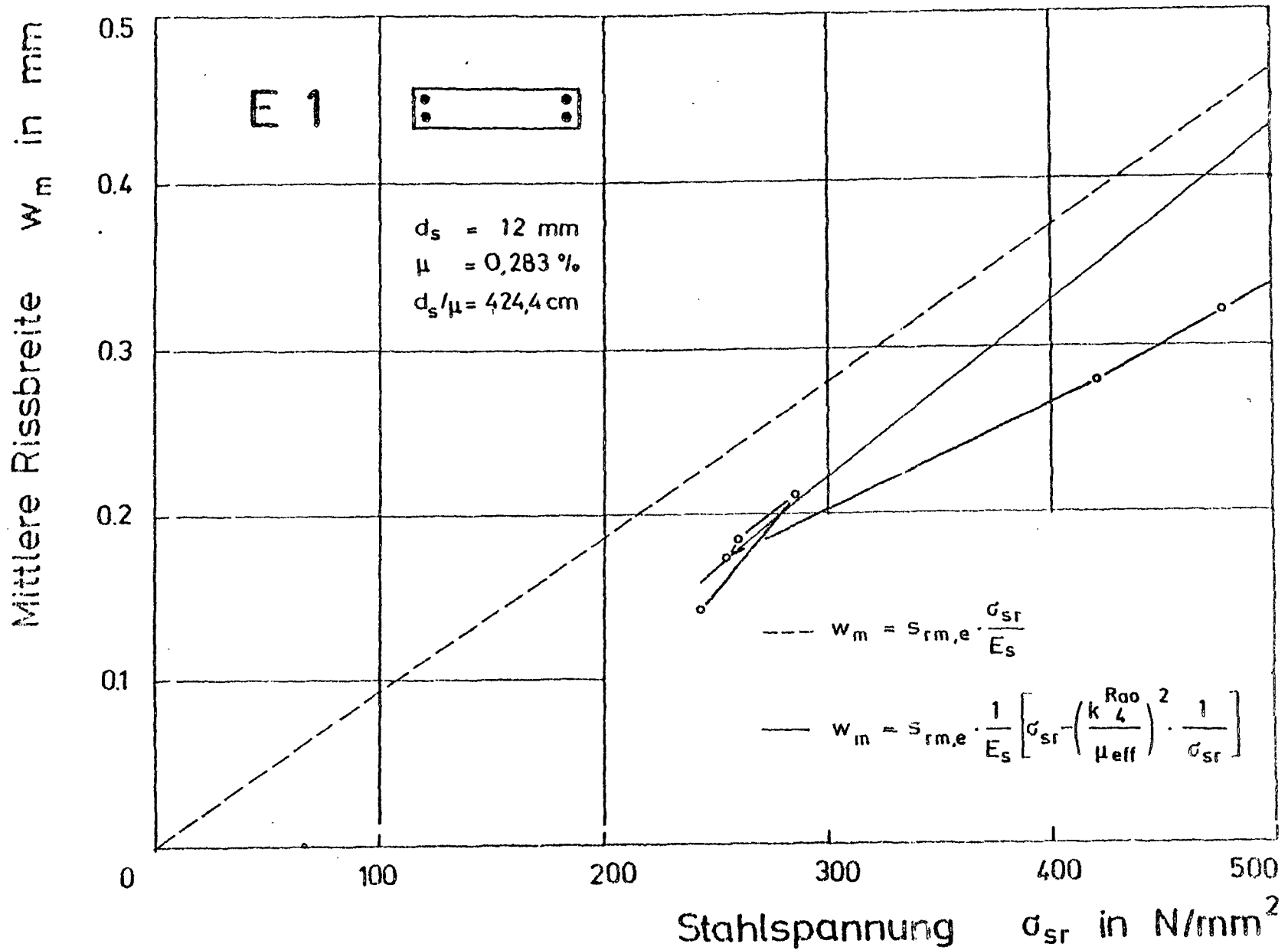


Abb. 4.22: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

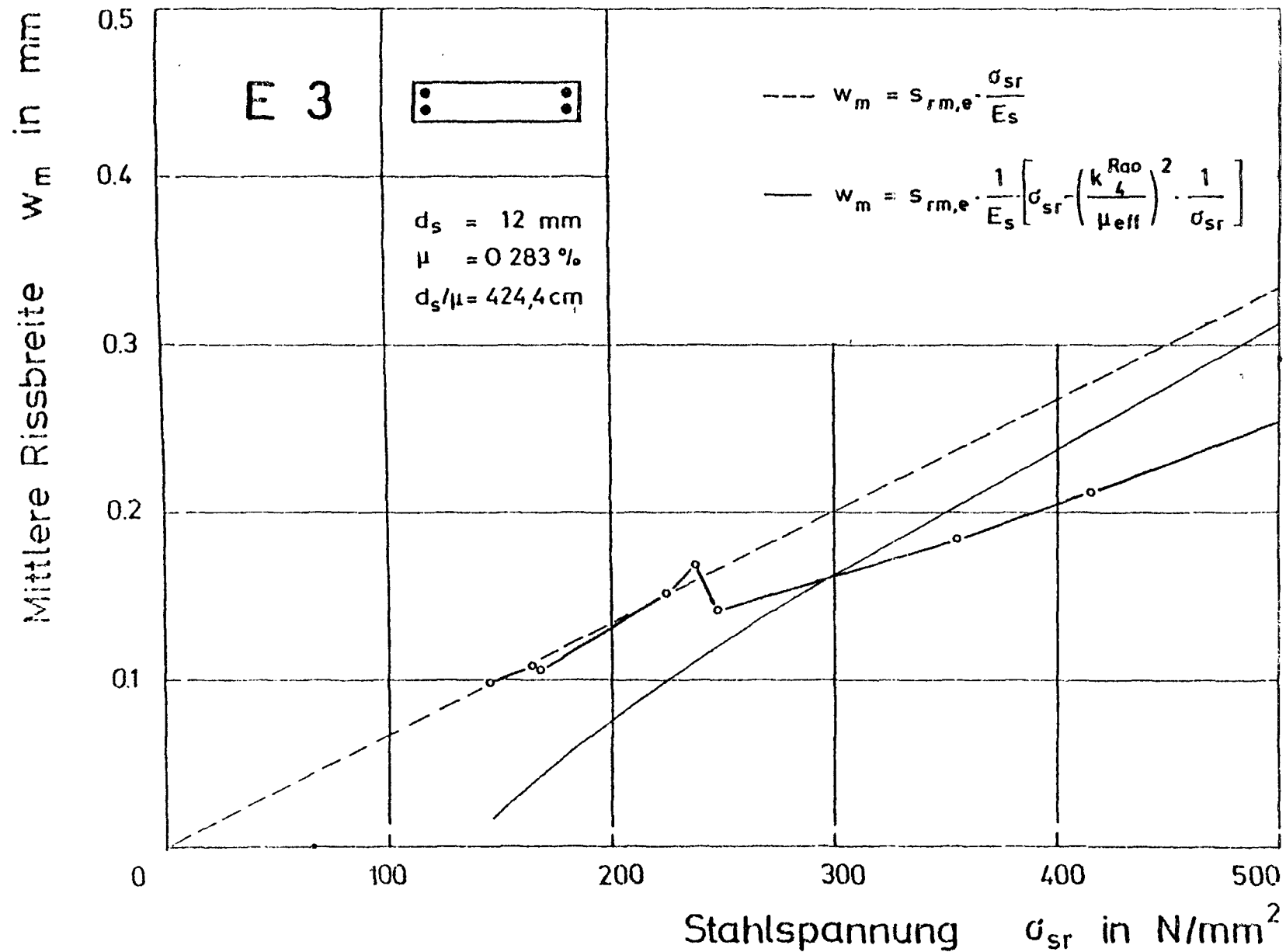


Abb. 4.23: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

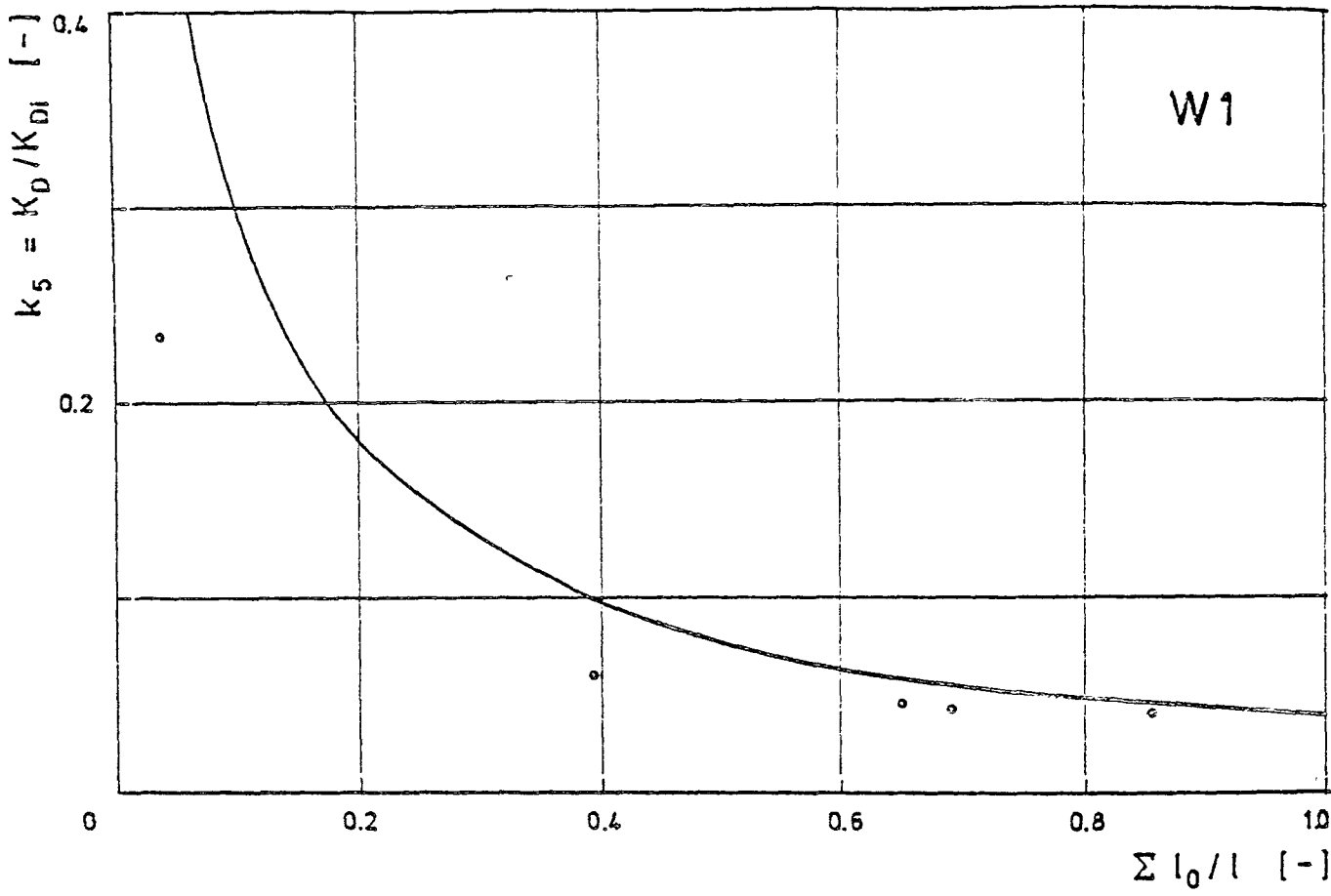


Abb. 4.24: Dehnsteifigkeitsverlauf im Versuch W 1

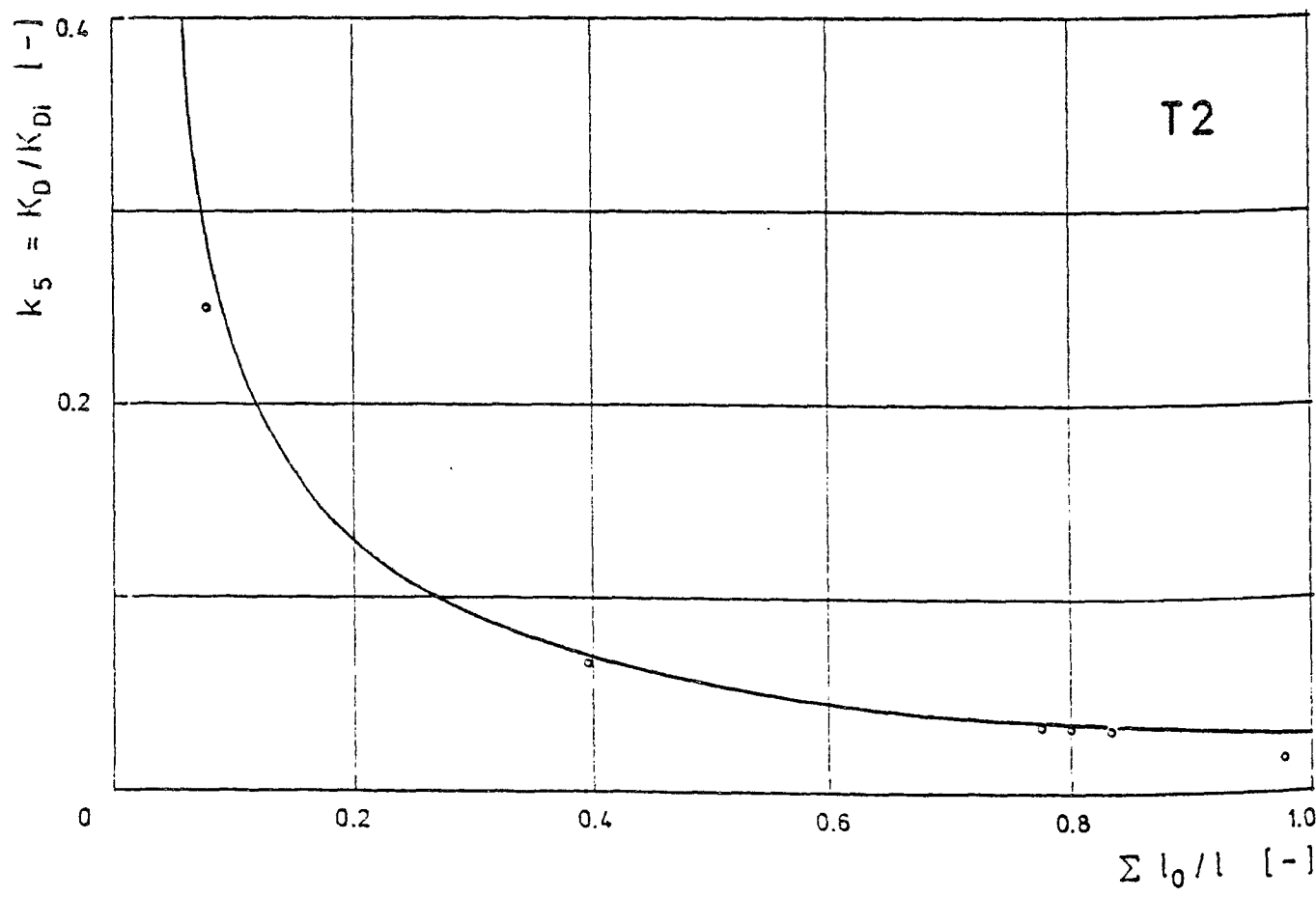


Abb. 4.25: Dehnsteifigkeitsverlauf im Versuch T 2

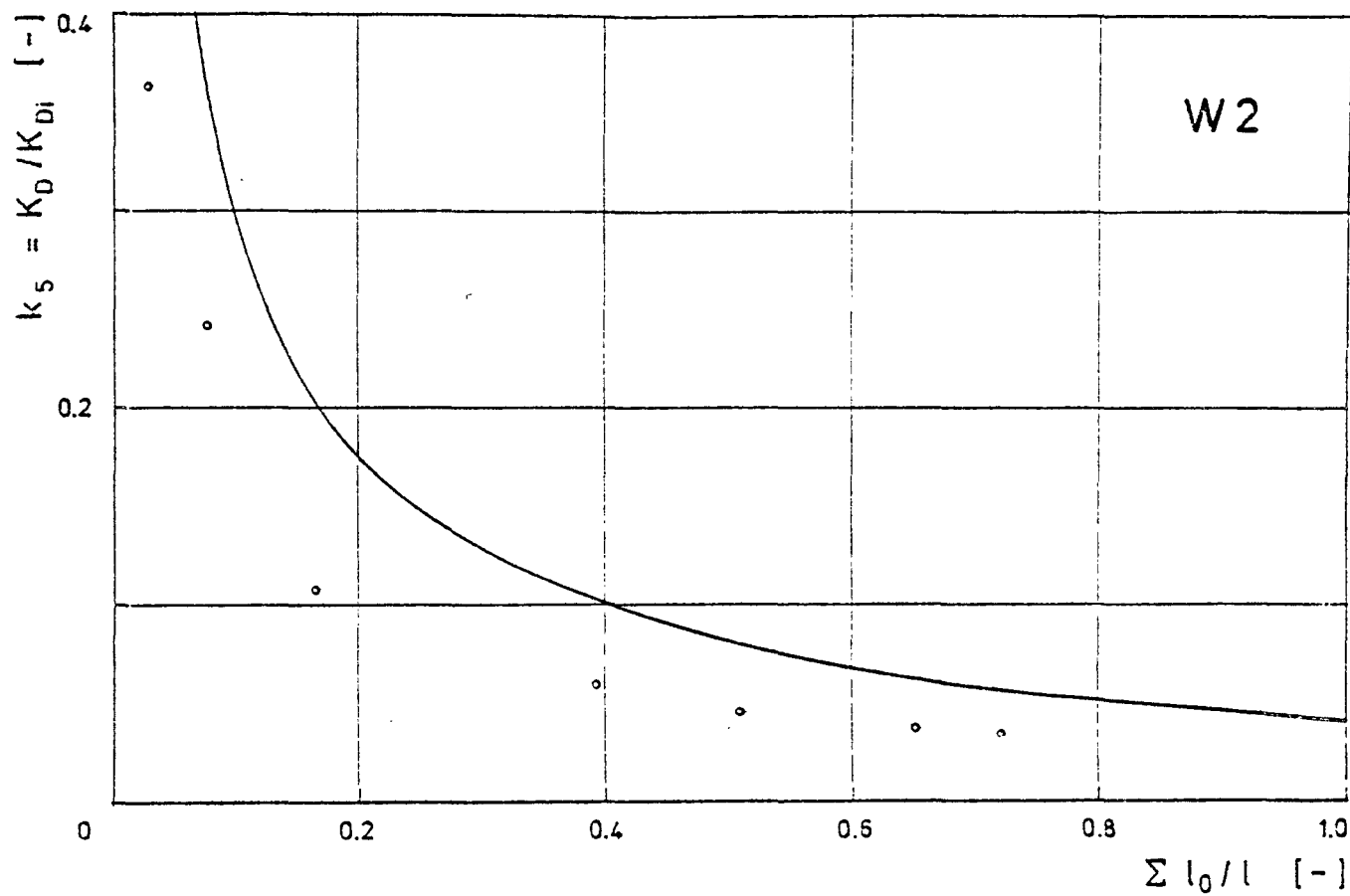


Abb. 4.26: Dehnsteifigkeitsverlauf im Versuch W 2

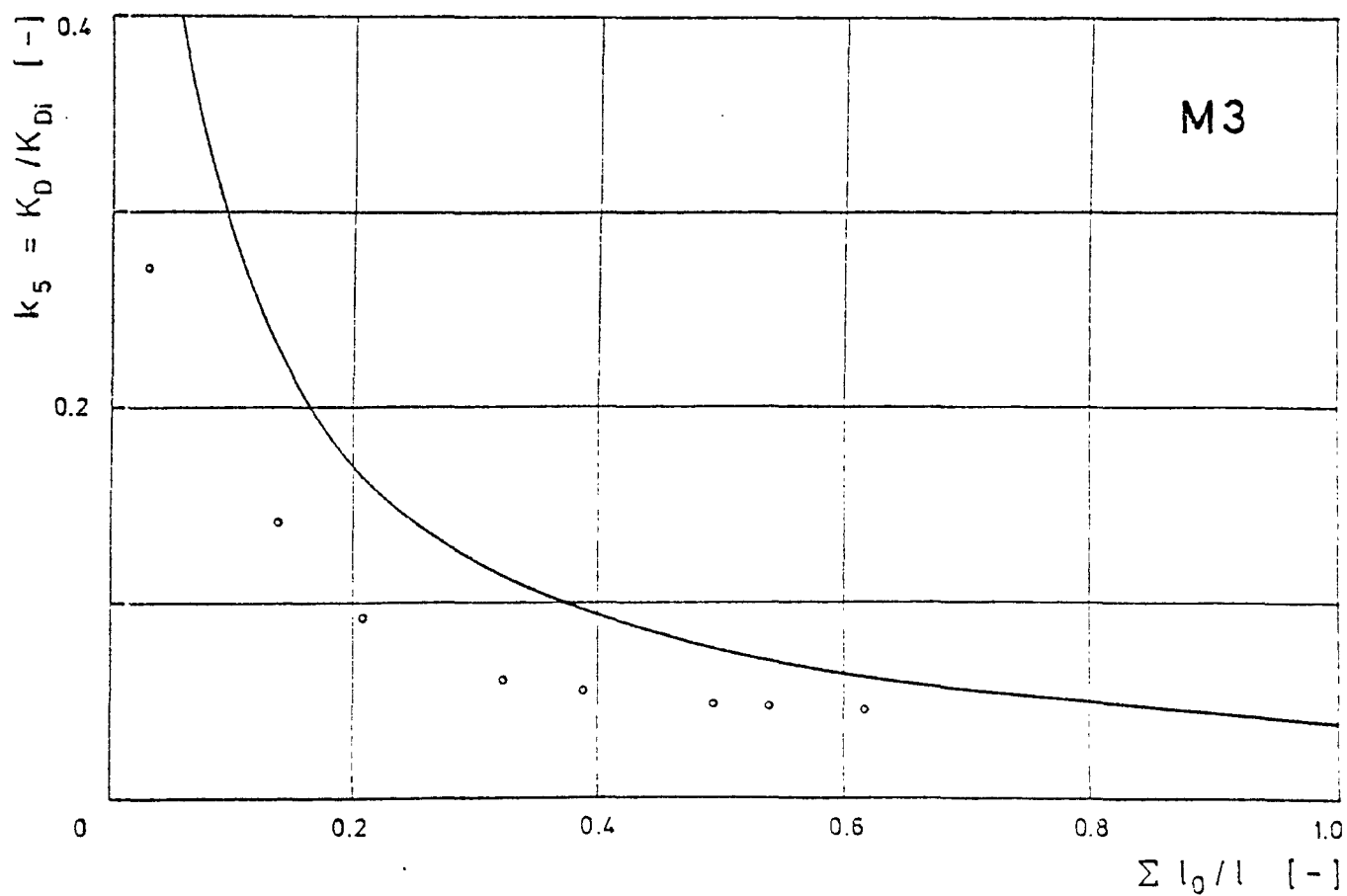


Abb. 4.27: Dehnsteifigkeitsverlauf im Versuch M 3

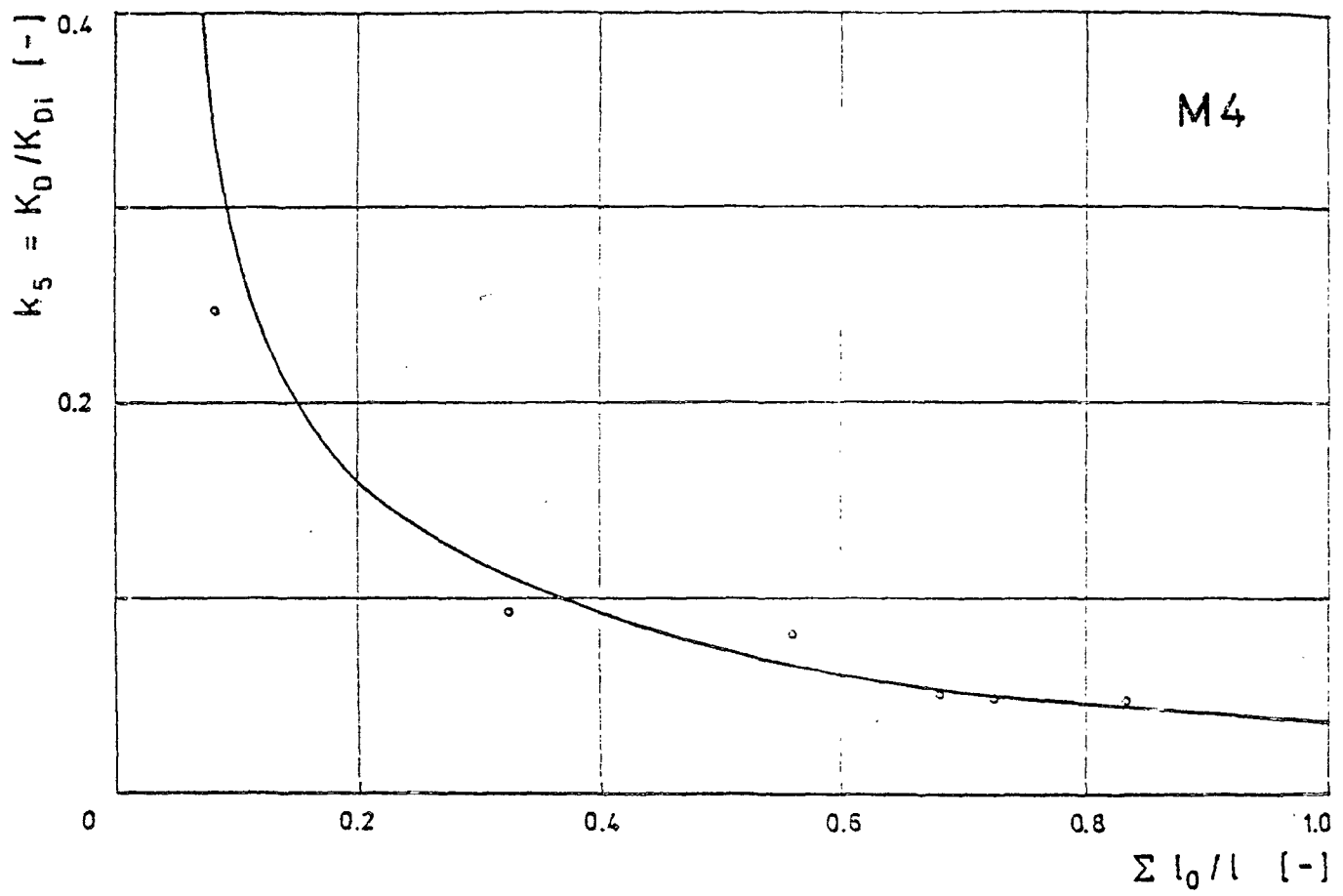


Abb. 4.28: Dehnsteifigkeitsverlauf im Versuch M 4

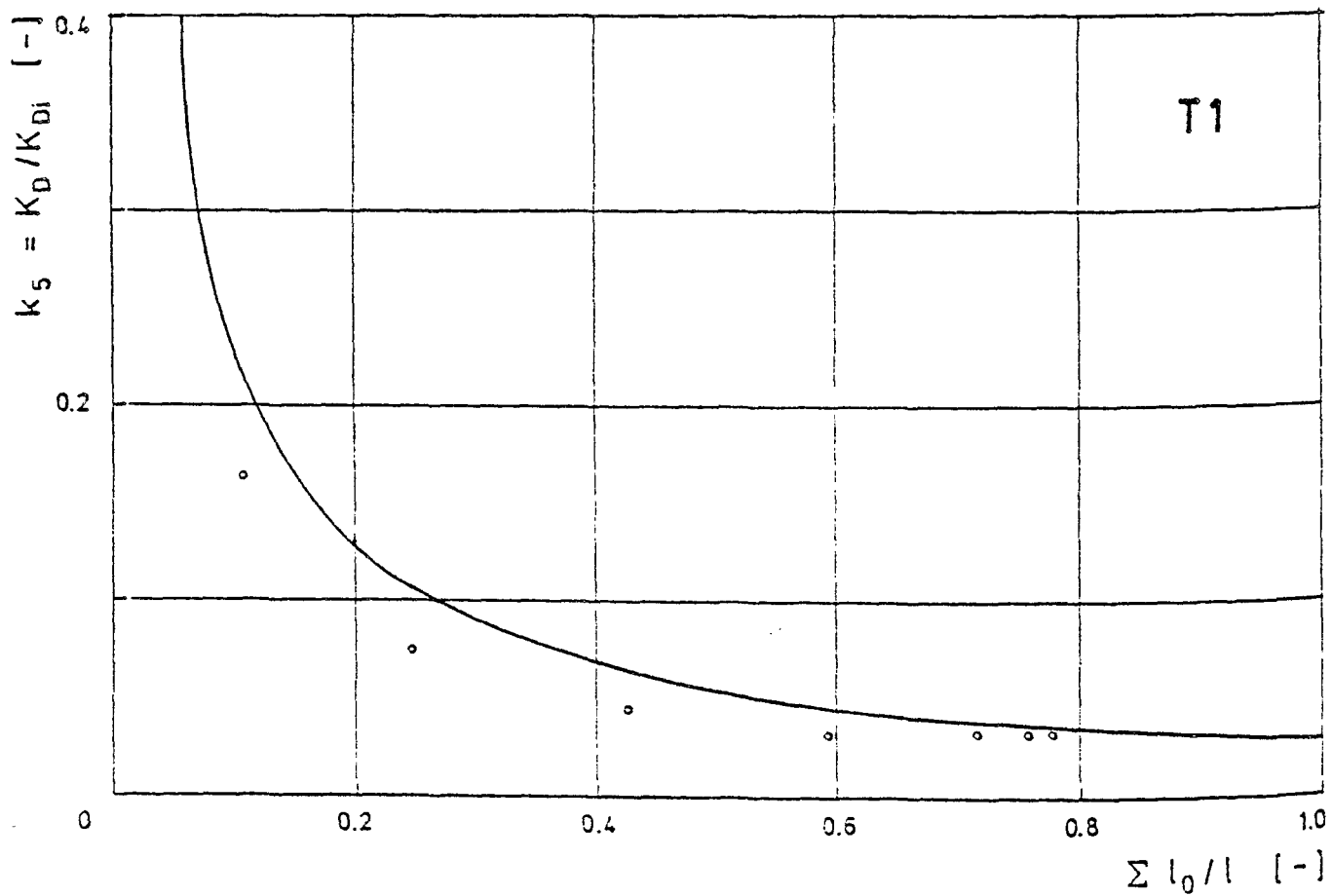


Abb. 4.29: Dehnsteifigkeitsverlauf im Versuch T 1

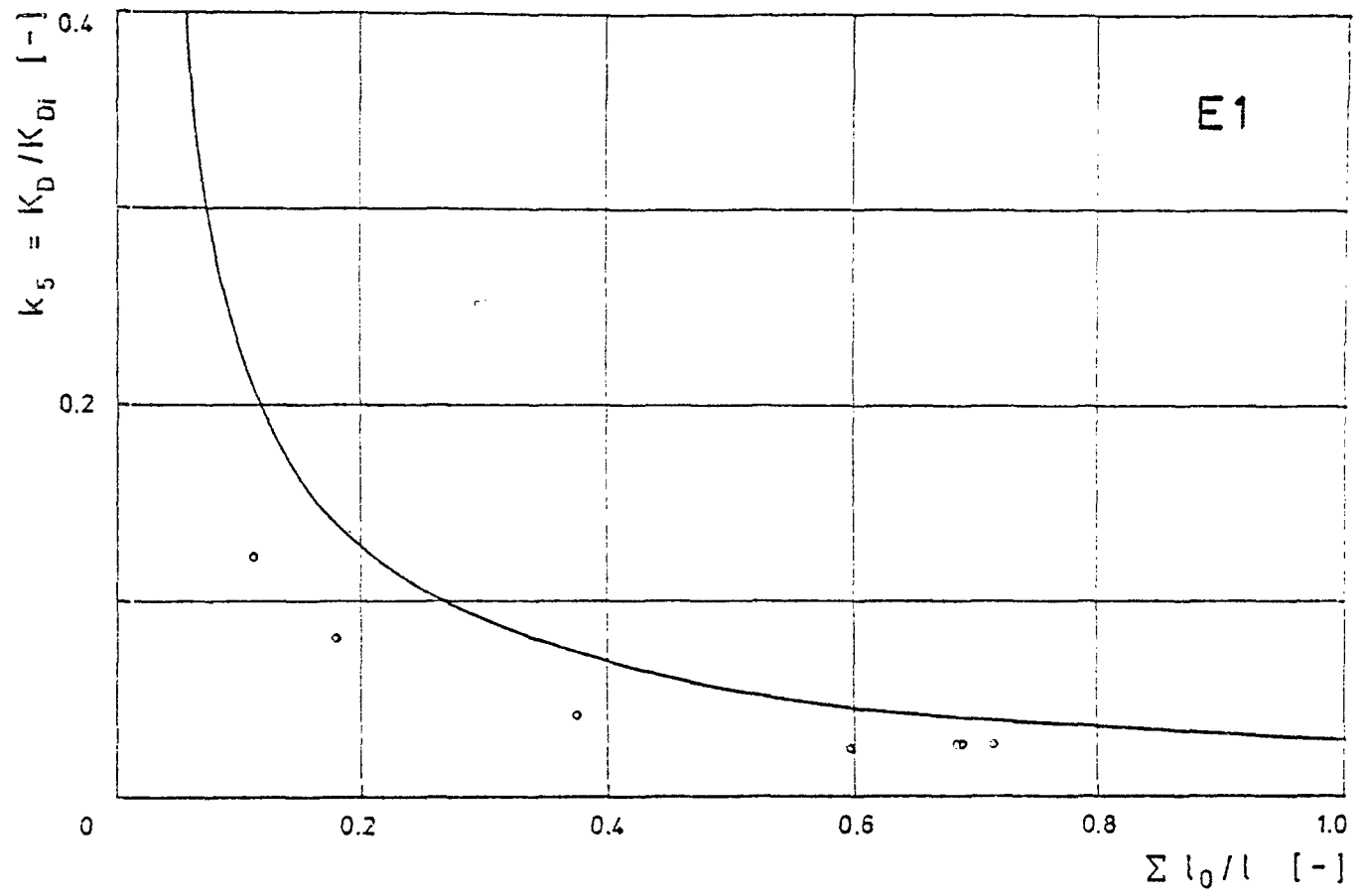


Abb. 4.30: Dehnsteifigkeitsverlauf im Versuch E 1

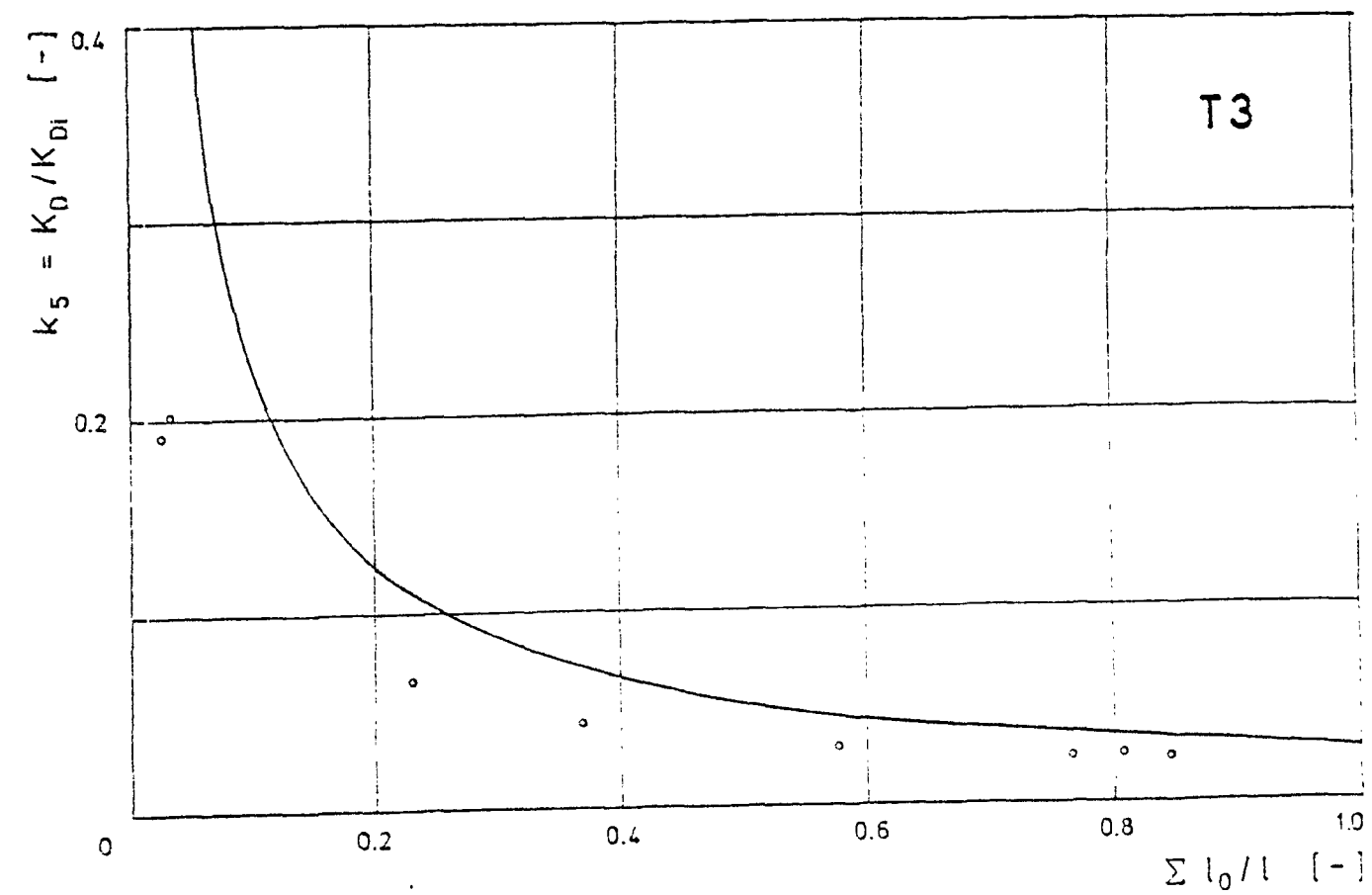


Abb. 4.31: Dehnsteifigkeitsverlauf im Versuch T 3

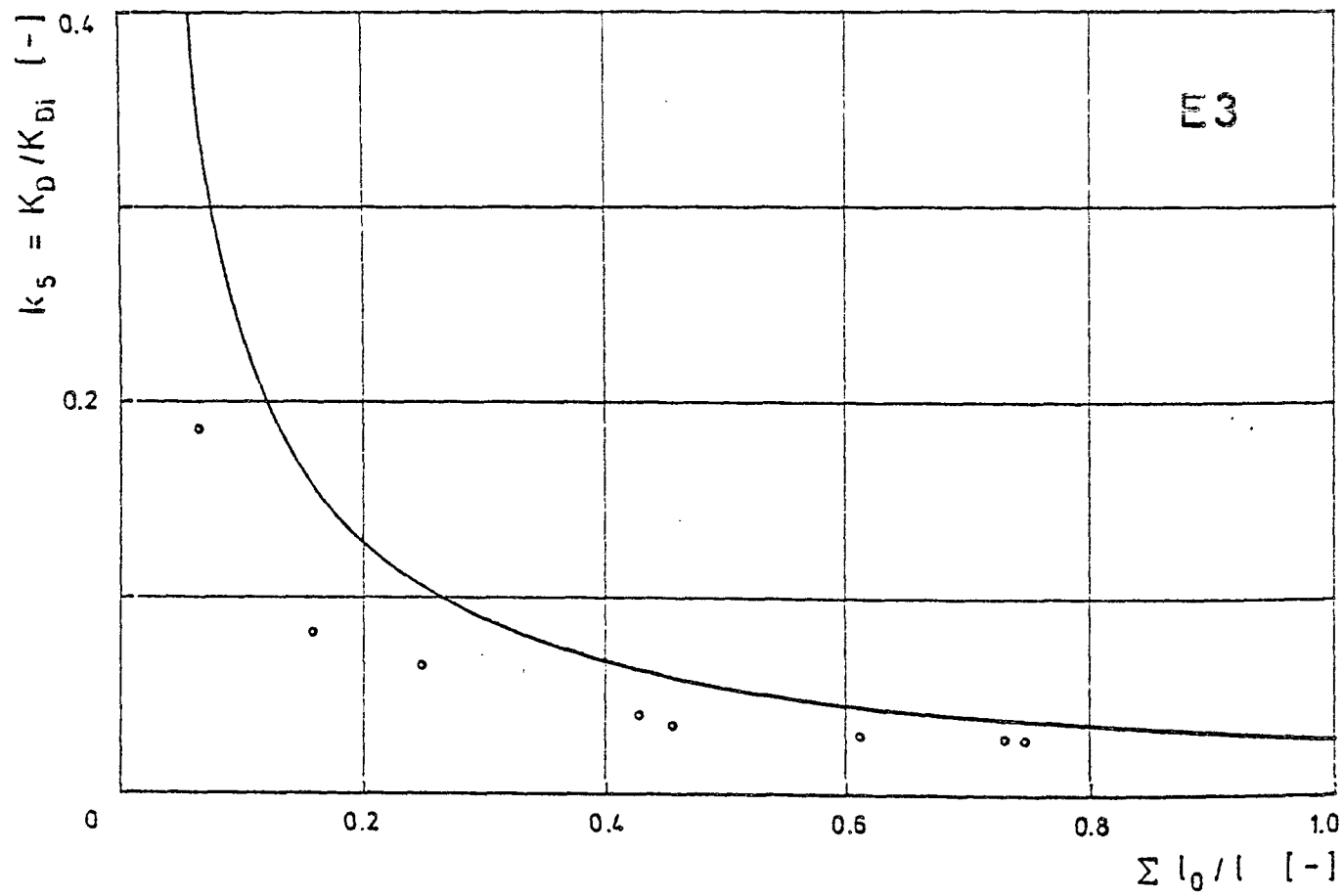


Abb. 3.32: Dehnsteifigkeitsverlauf im Versuch E 3